لمزيد من المعلومات ← انظر تلخيص advance design

[redacted]

محمد حمدي السوسي
0599-980937

advance Design

* objective of structural Concrete Design

* structural design requirement:-

1- strength → "section Design" The Building or section should have adequate strength to resist upload force

وهو قدرة المنشأ بجميع عناصره تحمل الأحمال المطبقة عليه بشكل كامل

وهنا نضم مصطلح المقاومة قوى ... Axial - shear - moment . torsion

ملاحظة

Not all Combination increase load

يعني لو عندي مبنى عليه قوى رأسية وجانبية ، القوى الرأسية تعمل على تثبيت المبنى

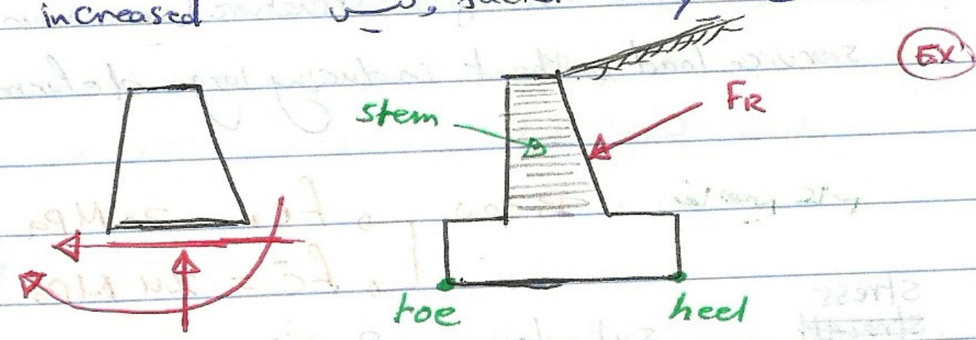
أما القوى الجانبية تعمل على دوران المبنى فلكي نصل إلى أكبر الأحمال سوءاً للدوران

نقلل من الاعتماد على الأحمال الرأسية مثل

$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$

وذلك نكبر factor وليس increased

(EX)



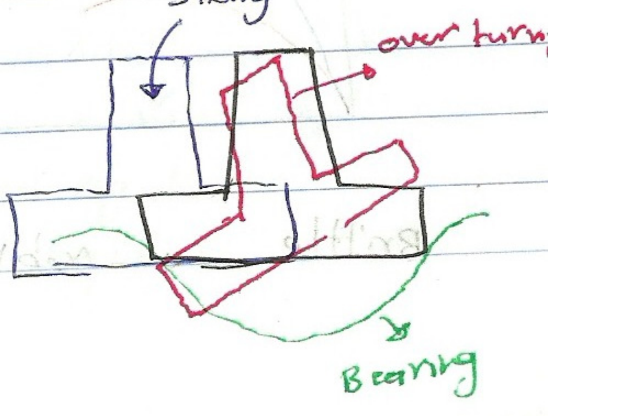
2- Stability ونعني أنه يكون كل structure & member متزن

وهو متطلب أساسي للاعتماد ب strength فإذا تركيب المبنى strong

ويحقق شروط ال strength ولكنه غير متزن

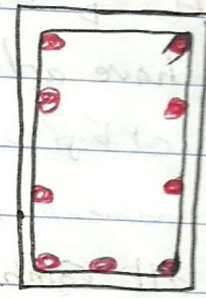
مثلاً ذلك ← retaing wall

stability resist → 1- over turning
2- sliding
3- Bearing



محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M.Sousi@hotmail.ca

In Column



$P_o = A_c (0.8 f'_c) + A_s f_y$

* لاحظ في long column ممكن تكون ال stability
Buckling لذلك ممكن يصير عندي بالرغم ما تحقق ال strength
قبل وصول الحديد f_y

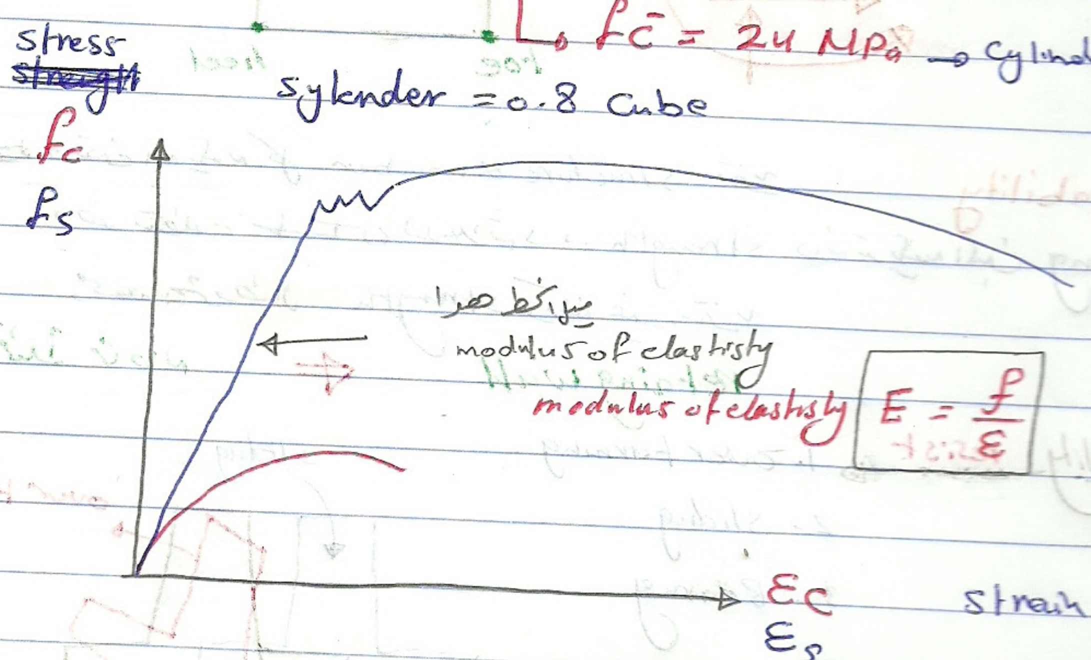
3- Rigidity

it's the ability of structure (member) to withstand (تقاوم) service load without inducing large deformation

مفاهيم عامة

B300 → $f_{cu} = 30$ MPa → Cube
 → $f'_c = 24$ MPa → Cylinder

sylender = 0.8 Cube



$E = \frac{f}{\varepsilon}$

Brittle ← الباطون ductile ← الحديد
هو أفضل

محمد مجدي السوسي
0599-980937

⇒ large deformation ⇒ less rigid structure

& the elastic modulus (E) can be considered as indicator to rigidity, so, The heigher E is the heigher rigidity

$E = \frac{f}{\varepsilon}$ → as ε is small ⇒ E is high ⇒ more rigid

ε هو ال strain تشير الى الاستطالة تحت مقدار الإجهاد

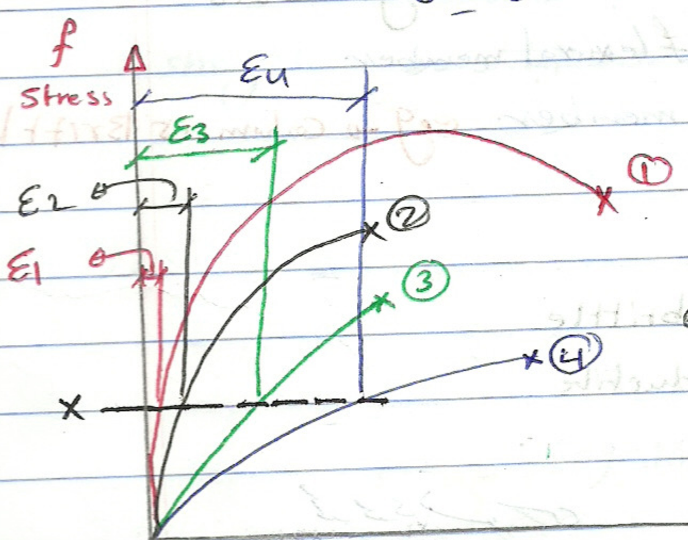
Ductility → It's the ability of structure to with stand large deformation befor failure

ليس هناك علاقة بين modulus of elasticity (E) & Ductility

يمكن أن يكون هناك مادتين لهما E مختلف عن بعضهن ولكن يحمل صفة ال ductile

* لو أحضرنا 4 مواد مختلفة ورسمنا (stress , strain) لهم

على ضوء التعريفات السابقة يمكن استنتاج ما يلي



نلاحظ أنه عند حمل (X) مثلاً

نجد أن المادة (1) لها أقل strain

وبالتالي أقل استطالة وبالتالي هي أعلى مادة

في ال ~~Rigidity~~ rigidity

* نلاحظ أن مادة ④ & ① لها strain كبير قبل الانهيار الفعلي

ما يعني أنها سيكون سلوكها ductile

⇒ Material ① → most ductile & most rigid

⇒ Material ④ → more ductile & low rigid

modulus of elasticity for Concrete	$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ MPa (MPa)
modulus of elasticity for steel	$E_s = 200\ 000$ MPa

وهنا بيدل على انو اكيد الـ rigidity اكبر بالباطون

أفضل Behavior للمادة ← rigid & ductile

rigid → من ظروف التشغيل والتحميل

& ductile → " @ failure " عند الانهيار

* نلاحظ انو لم يوضع شرط رابع للتصميم بالـ Ductile
لانو بتقدرش اصلا ال ductile تحسبها بالاعتبار
مثال ال strength

Ductility is requirement for flexural member
the behavior of other member e.g → Colum is Brittle

behavior for Column → brittle
behavior for Beam → ductile

محمد مجدي السوسي
0599-980937

Non structural Requirement

1- Suitability → يجب أن يكون العنصر المصمم مناسب للاستخدام

يعني بنفعش أعمل Beam ← عمقه 2m

2- Economy → safe ⟹ with least cost

3- Maintainability → large term behavior is ok

بحيث تكون متطلبات الصيانة على المدى البعيد قليلة

وهذا يتحقق باستخدام مواد إنشائية ذات مواصفات مناسبة

فلا يصح استخدام خرسانة فيها نسبة الماء (water cement ratio)

مرتفعة لأنه بالإضافة إلى إضعاف قوة الخرسانة ستؤدي لزيادة

نفاذية الباطون (permeability) كما يعرضها أكيد للعوامل

الجوية السلبية كالرطوبة

* المهندس الشاطر يطلب لعينة الباطون

1- strength 2- slump 3- water cement ratio

محمد مجدي السوسي

0599-980937

Eng-M.N.Sousi@hotmail.com

lecture [2].

limit state Design method (L.S.D.M)

وهي الطريقة المتبعة حاليًا وهنا نأخذ بالاعتبار أقصى أحمال ممكن توقعها إنشائيًا
والهدف من هذه الطريقة هو إجراء التصميم مع الابتعاد عن هذه الأحمال أكثر

(مثال) مثلاً العزم الذي تحمله مقطع إنشائي في كمرة معينة يكون مقداره M_n

M_n → Nominal moment

ولكن عند التصميم نضرب هذا المومنت بعامل تخفيض لتقليل قيمة العزم الذي يحمله المقطع

$$M_u = \Phi M_n$$

crack —تؤدي→ failure

* ultimate limit state

1. Rapture → failure crack ⇒ collapse (إنهيار)

لذلك المناطق التي يصير فيها crack هي مناطق ال Tension
لذلك بوضع حديد في هذه المناطق * ولكن لو حدث في crack
مناطق ال compression فإنها تكون failure crack

2. progressive collapse

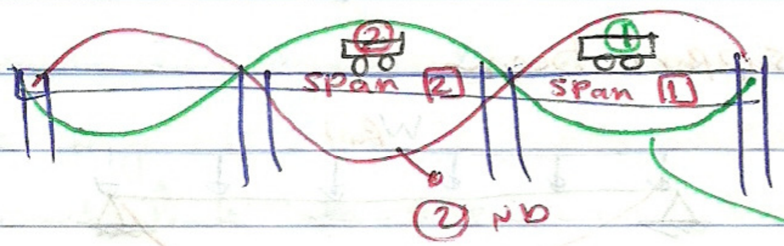
3. Instability / loss of equilibrium

(مثال) لو عندي عمود cylinder وزدت عليه الأحمال
ممكن يصير عندي Buckling قبل ما يصل العمود الى مرحلة الإنهيار
فأنا لازم أعرف قيمة الحمل اللي راح يؤدي لحدوث Buckling
في العمود عشان أبعد عن هذا الحمل في التصميم

4. Fatigue ⇒ نتيجة التأثير المتكرر بالحمل على المنشأ يحدث له تعب
مما يؤدي الى الوصول الى حالة ultimate limit state
ومثال ذلك لو أتينا بسيخ حديد وحاولنا كسره بتأثير حمل مباشر

تكون العملية مستحيلة ، لكن لو إعملنا تسليح لَ بشكل متكرر سوف يؤدي إلى إنتعاب وبالتالي تقلل قوته مما يؤدي إلى حدوث كسره

مثال) حركة السيارات على الكوبري ، تجعل أكبر تتعرض لأحمال ذات سلوك مختلف ، وذلك حسب موضع الحمل بالنسبة لكل span



نلاحظ عند وقوف السيارة ع ال [2] span فإنه تتولد compression على span [2] و Tension ع span [1]

وعند وقوف السيارة ع span [1] تتولد compression ع span [1] و Tension ع span [2] وهكذا

ممكن يكون في two span نفس نوع الحمل لكن القيمة مختلفة يعني ممكن يكون ع الإثنين Tension ولكن واحد أكبر من الثاني

لاحظ نتيجة تحرك السيارة وتغير سلوك الأحمال سوف يؤدي الى تعب الحديد لذلك ما ينفع في الكوبري أوضع حديد $f_y = 4200$

لا تسليح بحيث لا تعب لذلك نحتاج $f_y >> 4200$

* يجب أن يصمم أكبر ع قوة الحديد لسه الصمم مثلاً بعد (50 سنة) تفتيش قوة الحديد وتصمم عليها

* الإستنتاج ← أنا بشوف أقل قيمة ممكن يتحملها المقطع الخرساني من حالات ال ultimate limit state ونختارها

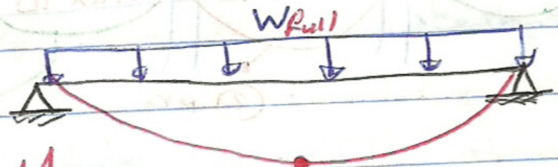
- Rapture
- Collapse
- instability
- Fatigue
- plastic Machine

قوة التحمل هي أقل قيمة من هذه الحالات للخرسانة

5- Plastic mechanism → form when ~~[crossed out]~~ certine no. of plastic Hinges form in structure such that structure Became unstable

ولكن تكون عدد كافي منه (P. H) والذي يوصل المبنى لحالة inequilibrium
& unstable

(Ex) simply support beam



@ Load $W_{full} \Rightarrow M_{max}$

$M_{max})_{+ve} = \frac{WL^2}{8}$

$\Rightarrow$ @ $M_{max})_{+ve} = M_{resist}$

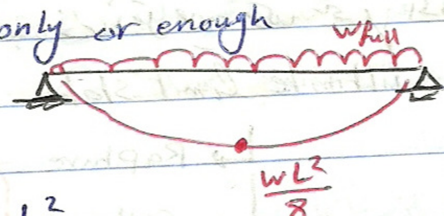
* مثال لو عندي مقطع بتحمل عزم [26] و زودت الأحمال تدريجيا عليه لحد ما وصل العزم لـ [26] عند حمل [W_{full}] وبالتالي وصل لـ $M_{max})_{+ve} = M_{resist}$

ولو اردنا انه نزيد ولو بشيء الحمل الموجود بمقدار ΔW بعد الوصول إلى W_{full} فإن المقطع لن يتحمل العزم الجديد وبالتالي ستصبح هذه النقطة (نقطة أقصى عزم) إلى Plastic Hinge (P.H) والتي لا تستطيع تحمل العزم زيادة وبالتالي فإن المقطع سوف يصبح inequillibrium

* @ simply support [1] P.H $\xrightarrow{make}$ section inequillibrium
↳ only or enough

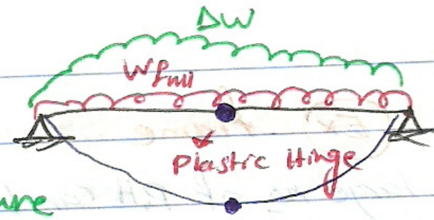
الملخص :.

① @ Wfull



$M_{max})_{+ve} = \frac{W_{full} L^2}{8}$

$\Rightarrow$ @ $M_{max})_{+ve} = M_{resist}$



② @ increasing load (ΔW)

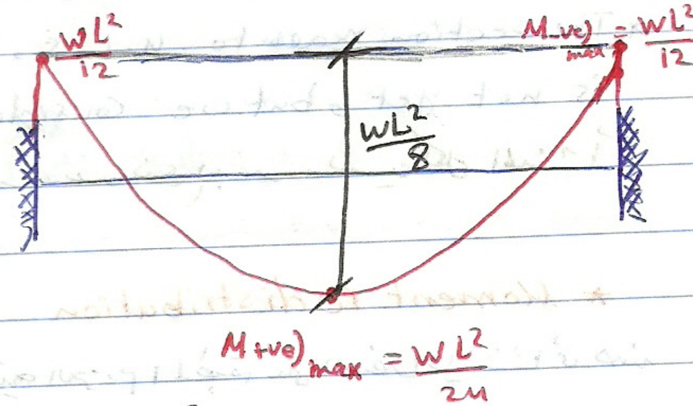
$W = W_{full} + \Delta W$ ⇒ unstable structure

$\boxed{\Delta W = 0.0}$

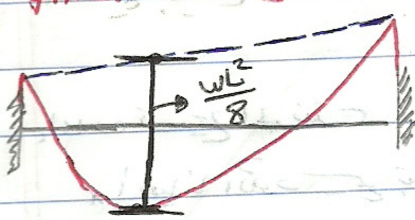
$$\frac{(W_{full}+\Delta W)\,L^2}{8}$$

⇒ The ultimate limit state is reach when enough number of Plastic Hinge is form to reach to Plastic mechanism

or The ultimate limit state is reach when plastic mechanism is form



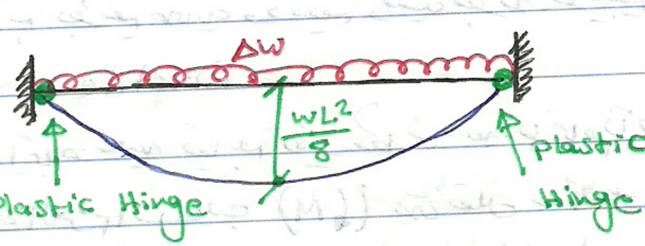
EX Fixed End Beam



*ملاحظة دائماً ذاك عنصر الدمنت "مجموعهم بالسالب والموجب" = $\frac{WL^2}{8}$

① @ ΔW

⇒ $M_{-ve})_{max} = M_{resist}$



عند حمل ΔW تكون عندي two Plastic Hinge

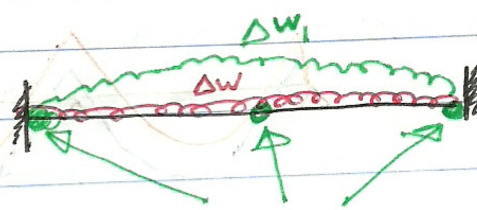
بالتالي اصبح ال member بدل Fixed End → Simply support

بالتالي لم يصل بعد الى حالة unstable

② @ ΔW + ΔW₁

3 Plastic Hinge form

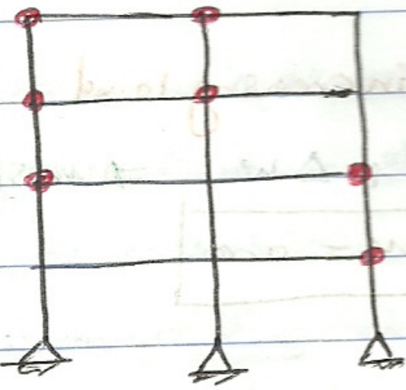
& the member became un stable



من هنا End fixed بلزم تكون 3 plastic Hinge → unstable عشان يصير

(EX) Frame

large no of P.H can be form befor reaching plastic mechanism



* more than one plastic mechanisim can be form depend on applied load & the resistance of secti

"راجع ملازم عمر لمزيد التفاصيل"

* The section reach to U.L.S , but structure as hall (ككل) is not yet , but we considerng only sectional desi

التصميم بيعتمد على section واحد من نفس النوع بيفشل وليس ككل المنشأ

إعادة توزيع المزمنت — * Moment redistribution

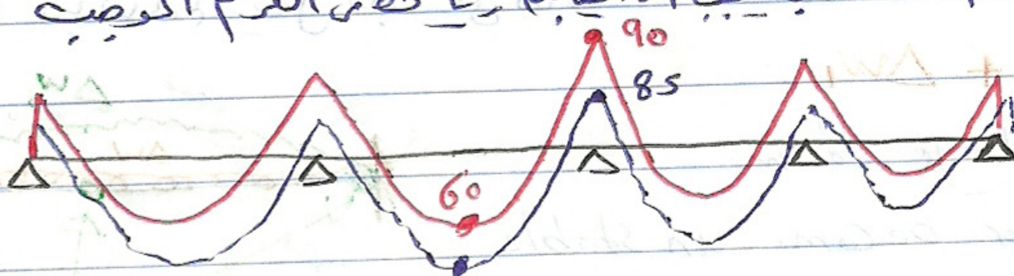
* أحيانا الكود يسمح بتغير قيم العزوم المطبقة على العنصر الإنشائى ضمن شروط معينة

① أن تكون قيم العزوم محسوبة بطريقة صحيحة ودقيقة وليس بطريقة تقريبية

② أن يكون سلوك الكمرة Ductile

③ أن يكون مقدار تغير العزم من إتجاه معين يقابله تغير مكافئ من الإتجاه الآخر

عادة ما نحن نخفض قيمة العزم السالب (-M) حتى نقلل من الحديد العلوى إذ يلتقى تسليح معظم العناصر الإنشائية العلوى فى نقطة معينة مما يجعله صب أكثر صعوبة ويؤدى إلى (segregation) ولذا فتقليل العزم السالب يجب أن يقابله زيادة فى العزم الموجب كالتالى



* يعني ممكن نقلل المومنت الكبير و بنفس الوقت نزيد المومنت القليل والعكس صحيح وذلك ضمن شروط

① إنه يتم الفرق بين المومنت السالب والموجب مقدار $\frac{wL^2}{8}$

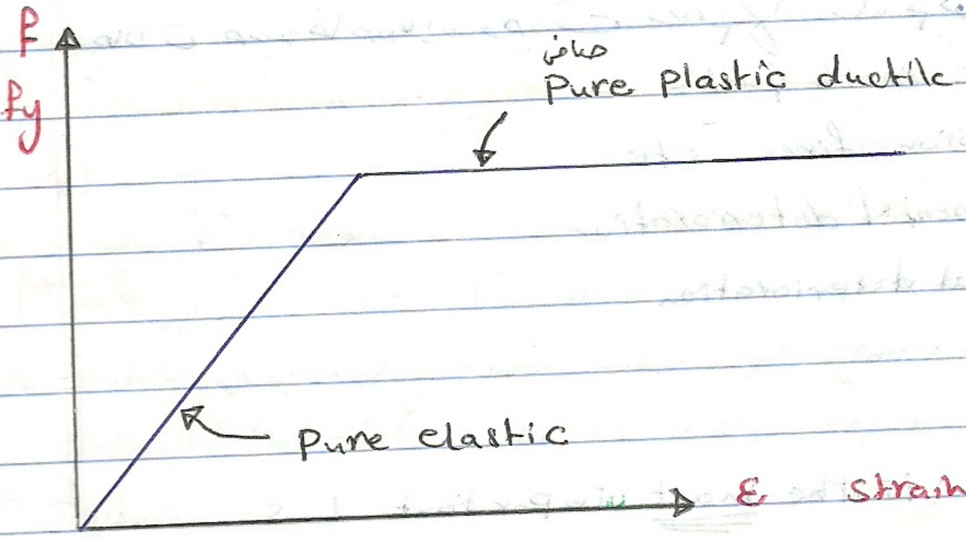
② إنه تكون Continuous Beam

③ أقصى نسبة لإعادة التوزيع **20%**

④ أن يكون سلوك الكمرة Ductile

⑤ حساب قيم العزوم بطريقة صحيحة ودقيقة جداً وليست تقريبية

* Plastic & elastic



* elastic ← يحتاج زيادة ال stress لتحقيق زيادة ال strain

* plastic ← يزيد ال strain بدون زيادة ال stress

[1] ultimate limit state → انظر بالكشف

[2] serviceability limit state

الحالات الحدية المرتبطة بتشغيل المبنى

ⓐ Excessive deflection → (Deflection control) ←
ⓑ Excessive cracking → (Reinforcement detail) ← حلول مساعدة على المشاكل
ⓒ Excessive vibrations

ملاحظة: * عادةً التصميم بيصير على أساس ultimate limit state (U.L.S) وبعدين نعمل check على serviceability limit state

[3] special limit state

حالات حدية خاصة إذا وجدت نصمم لها وإذا لم توجد لا نصمم لها

ⓐ Severe earth quake
ⓑ Explosion, fire, etc
ⓒ Enviromental deterioration
ⓓ chemical deterioration

important Note

The U.L.S is the **most** important L.S in the design, Normally, the design method in code consider the U.L.S, then they check for serviceability L.S. In case of special condition The special L.S is to be used

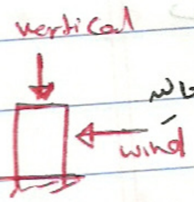
NB في special condition تفرض في limit state (U.L.S) بشكل أساسي

3- Strength Design Method in ACI Code (ACI 318 (08))

* في السابق كان الكود يسمي هذه الطريقة ultimate strength ولكن كلام أشبه
في الموضوع لأن السابق أشد من الحمل أن يكون ال Section قد وصل لـ (U.S)
ولكن ان structure ككل لا زال قادر على تحمل المزيد من الأحمال
وذلك الكود سماها strength فقط لأنني أنا أصمم لـ element منفرد
أي (Section Design)

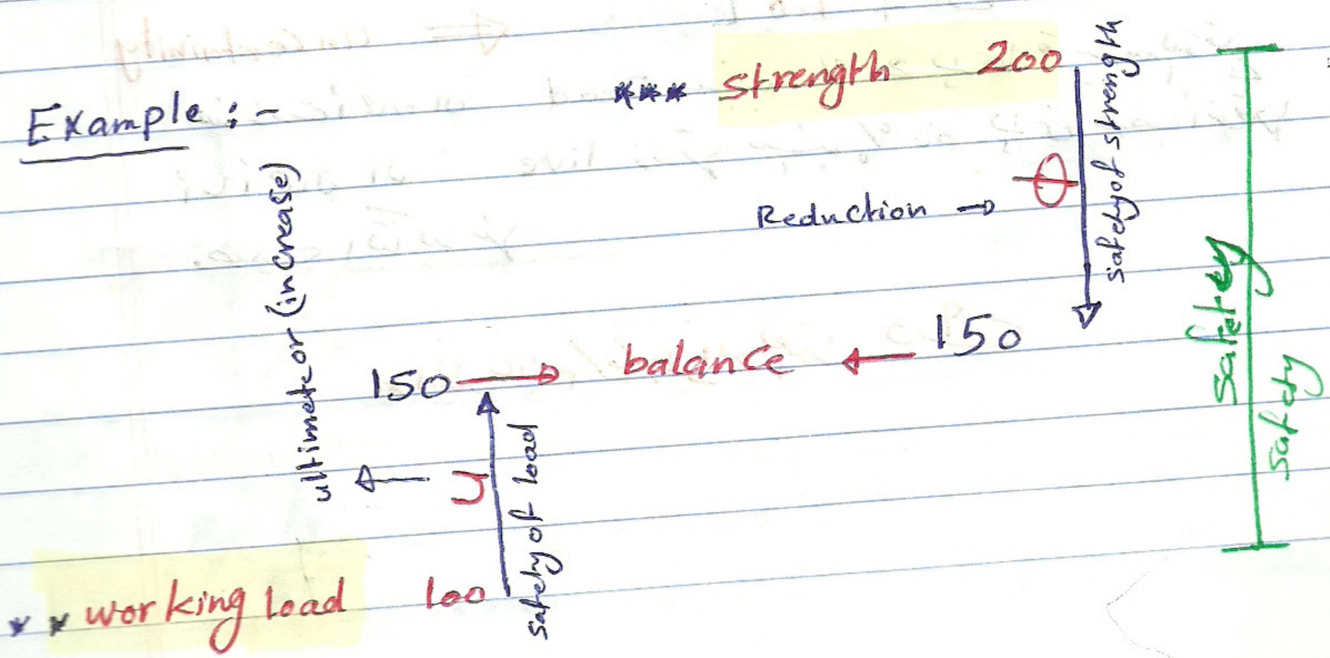
Strength > load
↳ working load

Reduced strength ≥ factored load
↳ abnormally increased load



لأنه يوجد حالات لازم أقلل فيها الحمل مش أزيد زي حالة الأبراج العالية
يوجد combination $U = 0.9D + (1.6W \text{ or } 1E)$
هنا قللت الأحمال الرأسية عشان يكون المبنى في حالة أقل stability بالنسبة
لأحمال الرياح ... حتى أصل لـ ultimate limit state

Example :-



Reduced strength ≥ factor load

< → because of design (EX) (3.5 bar —take→ 4)

= → for Design

Design strength ≥ Required strength

* safety Concept :- "factor of safety"

uncertainities in both strength & load

* behaveor for column → brittle → factor Reduction → 0.65

* behaveor for beam → ductile → factor Reduction → 0.9

لاحظ لأنو العمود brittle قللت ال strength بنسبه 35 %

أما ال beam لأنو ductile قللت ال strength بنسبه 10 %

⇒ * level of safety depend on level of uncertainity & consequance of failure

(EX) $1.2 D + 1.6 L$ ⟸ uncertainity

هنا زدت أحمال ال Dead بنسبه 20 % لأنها قريبه من المتوقع

أما أحمال ال live زدتها بنسبه 60 % لأنه صعب أتوقعها وصعب التأكد منها

①

* انظر ملازم د/ عمر ابو العينين ص 9

Reduced strength ≥ factor load

< → because of design (Ex) (3.5 bar —take→ 4)

= → for Design

Design strength ≥ Required strength

* safety Concept :- "factor of safety"

uncertainities in both strength & load

* behaveor for column → brittle → factor Reduction → 0.65

* behaveor for beam → ductile → factor Reduction → 0.9

لاحظ لإنو العمود brittle قللت ال strength بنسبة 35%

أما ال beam لإنو ductile قللت ال strength بنسبة 10%

⇒ * level of safety depend on level of uncertainity & consequance of failure

(Ex) 1.2 D + 1.6 L ⟸ uncertainity ①

هنا زدت أحمال ال Dead بنسبة 20% لإنها قريبة من المتوقع

أما أحمال ال live زدتها بنسبة 60% لإنه صعب أتوقعها وصعب التأكد منها

* انظر ملازم /م/ عمرو ابو العينين ص 9

Consequance of failure ②

وهو ما يترتب على الإنهيار

1- loss of life فقد ناس من

2- Cost of failure اجبر شي ان الانهيار مش صغير ان يتكلف

3- Type of failure → brittle failure are critical

زي شان ال → Beam & Column

Beam → ductile

Column → brittle → critical

3-1 Design strength (Reduced strength) → (ϕ)

انظر ملزمة د/ محمد زياد

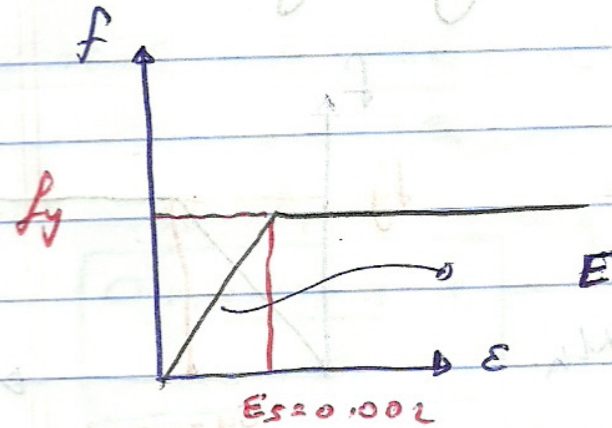
3-2 Required strength → (U) → factor

انظر ملزمة د/ محمد زياد

5- Flextural Theory In ACI 318

انظر ملزمة د/ محمد زياد

ملاحظ



$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} \simeq 0.002$$

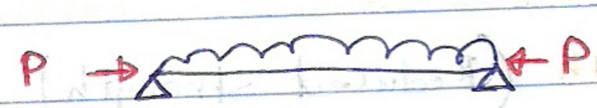
* Strength Reduction factor (ϕ)

* ملاحظة / دائماً بصمم ل Beam لازم تكون ductile
حتى لو كان عليه small Axial load برضوا بنعتبرها Beam
ولازم تكون ductile

small Axial load if $P \leq 0.1 f'_c A_c$ → مساحة باطون

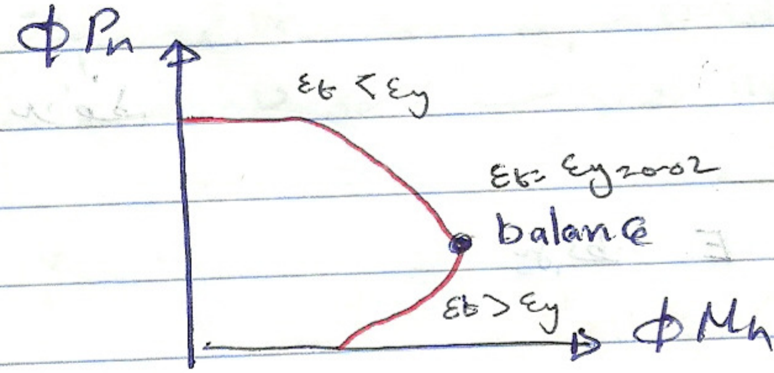
~~The Beam~~

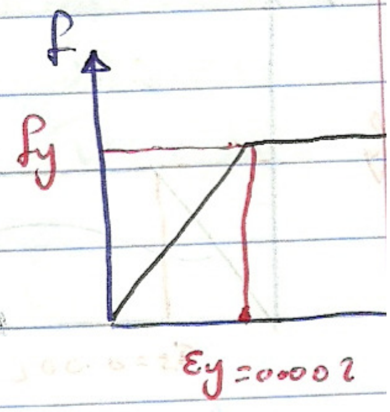




& $P \leq 0.1 f'_c A_c$ → Then we consider it (Beam
& must behavior ductile

In Case of Balance
when ocure @ ultimate limit state
ACI → 0.003 for Concrete & $\varepsilon_y = 0.002$
ε_{cu}
& reinforcement Reaching the yield



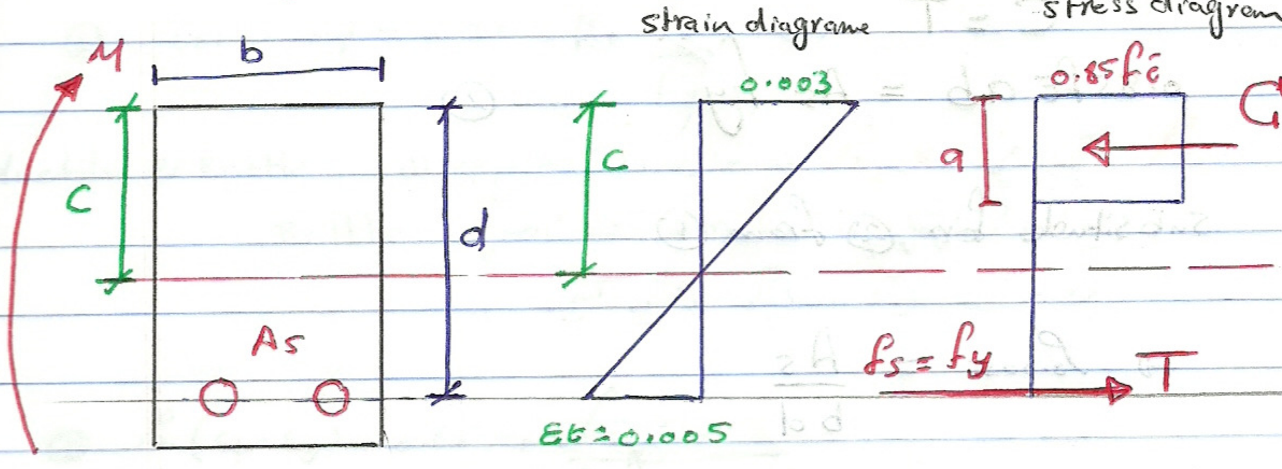


* انظر باقي التلخيص من ملزمة/ د. محمد نايف

Balance → @ ultimate limit state ($\epsilon_c = 0.003$) & the strain in steel equal $e_y \approx 0.002$

محمد مجدي السوسي
0599 980 937

5.3 Longitudinal Reinforcement Ratios:- (ρ)



find $\rho_{(\varepsilon_t = 0.005)} = ??$

$\rho_{(0.005)} \rightarrow$ Corresponding to tension controlled section

ملاحظة/ تم التعويض عن
$\varepsilon_{cu} = 0.003$ ل
U.L.S عند وصولي

1- الاشتقاق

from strain diagrame

$$\frac{0.003}{0.005} = \frac{c}{d-c}$$

$$\Rightarrow 0.003d - 0.003c = 0.005c$$

$$\Rightarrow c = \frac{0.003d}{0.008}$$

but $a = \beta_1 c$

Then $\boxed{a = \frac{0.003d}{0.008}\beta_1}$ — ① from strain diagrame @ultimate state

$$\beta_1 \begin{cases} 0.85 \rightarrow @ f\bar{c} \leq 30\,MPa \\ 0.85 - \frac{0.05}{7}(f\bar{c} - 30) @ f\bar{c} > 30\,MPa \end{cases}$$

$0.65 = \beta$ ل أقل قيمة

from stress (force) diagram

$$C = T$$

$$0.85 f'_c\, a b = A_s f_y \quad \text{—— (2)}$$

subsitude for (2) from (1)

$$\Rightarrow \rho_{0.005} = \frac{A_s}{b d}$$

$$\Rightarrow \rho_{(\varepsilon_t = 0.005)} = 0.319\, \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{—— (1)}$$

وبنفس طريقة الاشتقاق يمكن نشتق

$\rho_{(\varepsilon_t = 0.004)}$ & $\rho_{(\varepsilon_t = \varepsilon_y)}$

فقط غير استخدام ال strain diagrame (تشابه مثلثات)

$$\rho_{(\varepsilon_t = 0.004)} = 0.364\, \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{—— (2)}$$

$$\rho_{b\,(\varepsilon_t = \varepsilon_y)} = 0.85\, \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} * \frac{600}{(600 + f_y)} \quad \text{—— (3)}$$

ملاحظ

① $\rho_{(\varepsilon_t=0.004)} = 0.364\,\beta_1 \dfrac{f'_c}{f_y}$

$\rho_{\varepsilon_t=0.004}$ هي ρ_{max} لأنها الحد الفاصل بين ال ductile & Brittle

حيث انه كلما قل ال strain كلما أصبح Brittle

وذلك يكون عندما يكون الحديد كثير

② $\rho_b(\varepsilon_t=\varepsilon_y) = 0.85\,\beta_1 \dfrac{f'_c \times 600}{f_y\,(600+f_y)}$

← تكون صحيحة في حالة $\varepsilon_t = \varepsilon_y = \dfrac{f_y}{E_s}$, $E_s \rightarrow 200000$

* أنا دائما بجيب قيمة ρ وبعدين بقارنها مع قيمة ρ من ال ٣ معادلات السابقة وبشوف بأي حالة أنا سواء Tension or Compression or transition or Balance

* أنظر المخطط ← *

ملاحظة هام

* لما يكون حديد كبير ← فإنه تصرف المقطع يكون Brittle

* كلما زادت قيمة (ρ) ← كلما قل قيمة ال Stress & Strain ↑ لأنه راح يكون موزع على كمية حديد عالية

وبالتالي كلما كان التصرف Brittle

* كلما قلت قيمة (ρ) ← كلما زادت قيمة ال stress & strain ↑ لأنه راح تتوزع على كمية حديد قليلة

وبالتالي كلما كان التصرف ductile

∴ ρ ↑ ← stress & strain ↓ ← Brittle

0599-980937 محمد مجدي السوسي

ρ_{min} :

ρ should be $\geq \rho_{min}$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$ (MPa)

نأخذ ρ_{min} هيا الأكبر من المعادلتين

* لماذا وضع الكود حد لـ ρ ⇐ نبين لماذا وضع الكود الـ ρ_{min}

السبب لأنه الخرسانة لا تتحمل tension حيث أنه قدرة تحمل الخرسانة للشد $\frac{1}{10}$ من قدرة تحمل الحديد

وبالتالي إذا صار على الخرسانة قوة Tension

فإن الخرسانة لن تستطيع التحمل وبالتالي سوف يصبح عندك

انهيار للمقطع Crack failure

ويكون سوف يصبح سلوك المقطع Brittle

محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M-Sousi@hotmail.com

Equation for analysis & Design (first principle)

$\Sigma F = 0.0 \Rightarrow C = T$

$\Rightarrow 0.85 f_c' a b = A_s f_y$

$$\Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$ → ① راح نلبس بالتصميم

$\Sigma M = 0.0$

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$ → ②

to N/mm —ولا الاوجد دائماً→ kN/m

$\phi = 0.9$ → Control tension section

$\phi = \square$ → by interpolation

ملاحظة

دائماً أنا بفرض إنو المقطع هو Tension Control section

وبعمل check على ال ρ أو على strain

للتحقق .

* لو بدي أصمم فأنا بوجد عندي 3 مجاهيل As , b , d

ومعادلة وحدة ← Mn

* دائماً بفرض مجهولين وبأوجد المجهول الثالث

محمد حمدي السوسي 0599-980937

Ch.2

Design of two way slab using The equivelent frame method (E.F.M)

* Deflection control for Direct Design method
  * ACI Ch.9.5

وهو نفس نظام (DDM)

*ملاحظ In(DDM) نعبر عن ال steffness

ل Beam بالنسبة slab بواسطة α

* DDM & EFM are similar except in the way The longitudnal Moment distribution is found

⇒ in (E.F.M) The longitudnal Moment distribution is found using structural analysis teehecs

(D.D.M) ① Mo

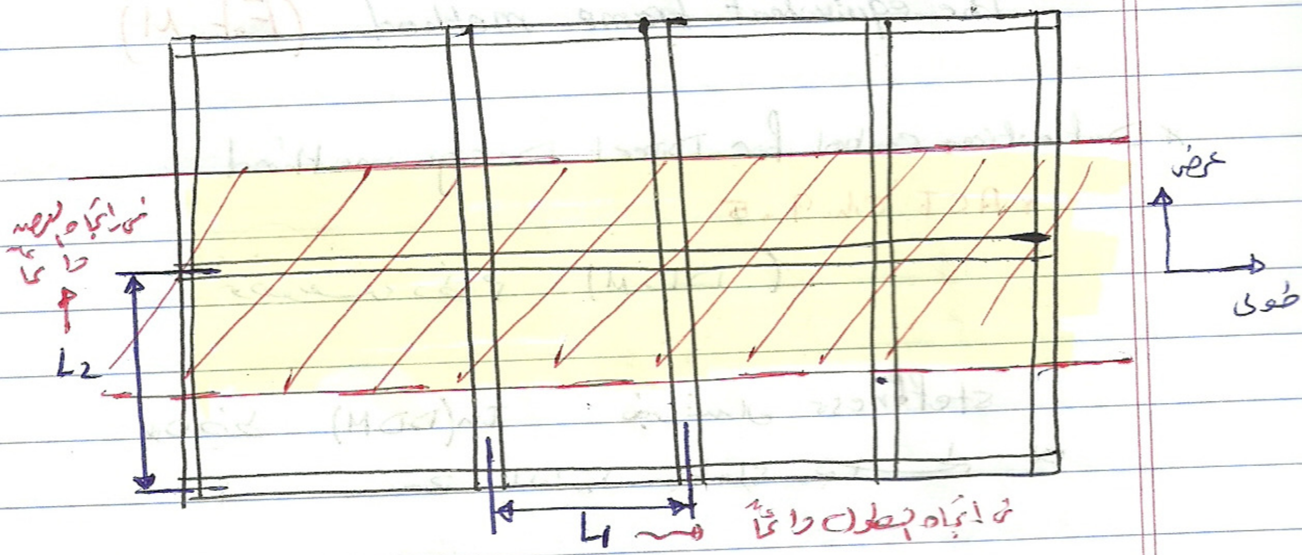
② longitudinal Moment distribution

③ Transverse Moment distribution to column strip & middle strip

④ beam shape of Moment & remaining Moment is resist by slab within Column strip

lecture [6]:

(step of EFM)



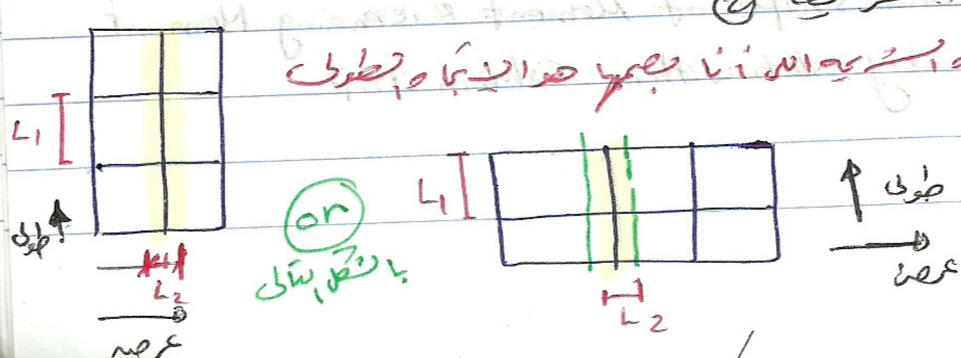
* لاحظ دائماً عندما اصمم شريحة فإنك تعتبر أن الاتجاه الذي فيه نشكل اتجاه الشريحة هو الاتجاه الطولي والاتجاه الآخر هو العرض

ودائماً L_1 في اتجاه الطول و L_2 في اتجاه العرض

* لاحظ هنا ال slab غير محققة لشرط DDM لأنه لازم يكون 3 Panel في كل اتجاه

* بعدما نصمم هذه الشريحة الطولية نبدأ بتأخذ شريحة عكسية بالنسبة للشريحة 1 ثم [illegible] لكنه سوف يكون اتجاهها طولياً بالنسبة للشريحة (2)

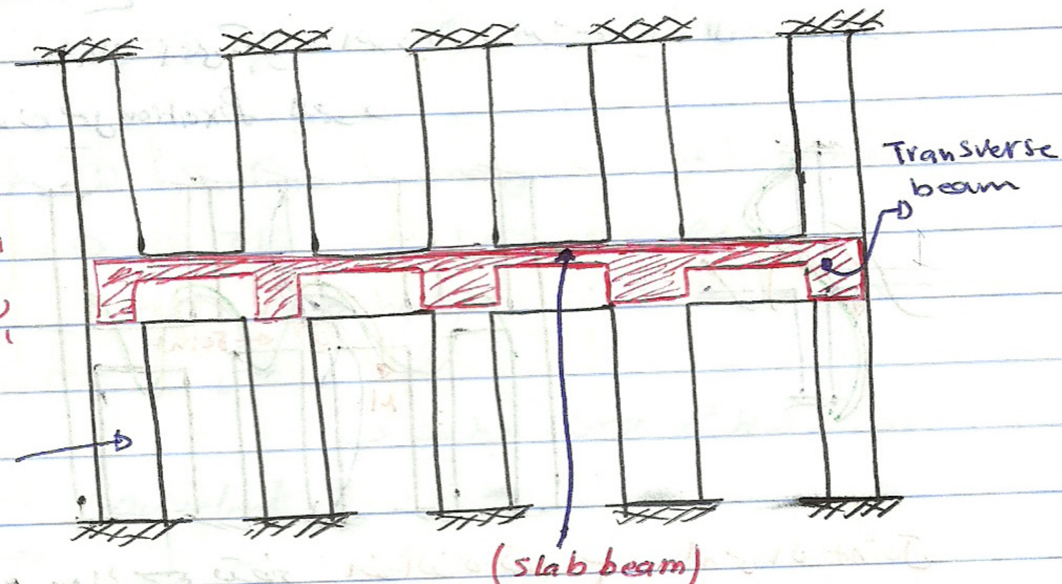
(دائماً) اتجاه الشريحة اللي أنا بصممها هو الاتجاه الطولي

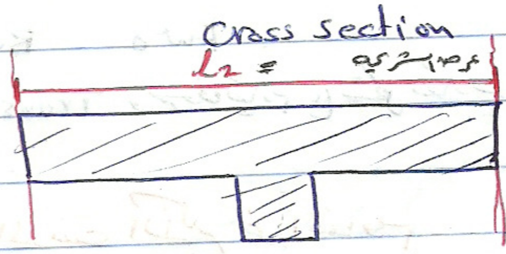


*طريقة القطع / يقطع من منتصف السقف الذي يعلو السقف المصدر إلى منتصف السقف الذي يقع أسفل السقف المصدر

① 3.D - fram

القطع يكون من منتصف السقف اللي فوق من لمنتصف السقف اللي تحت





$$l_2 = \frac{l_2' + l_2''}{2}$$

*لاحظ هنا السقف يعمل تثبيت للعمود لأن ال stiffness للسقف أقوى من العمود

(3-D fram):

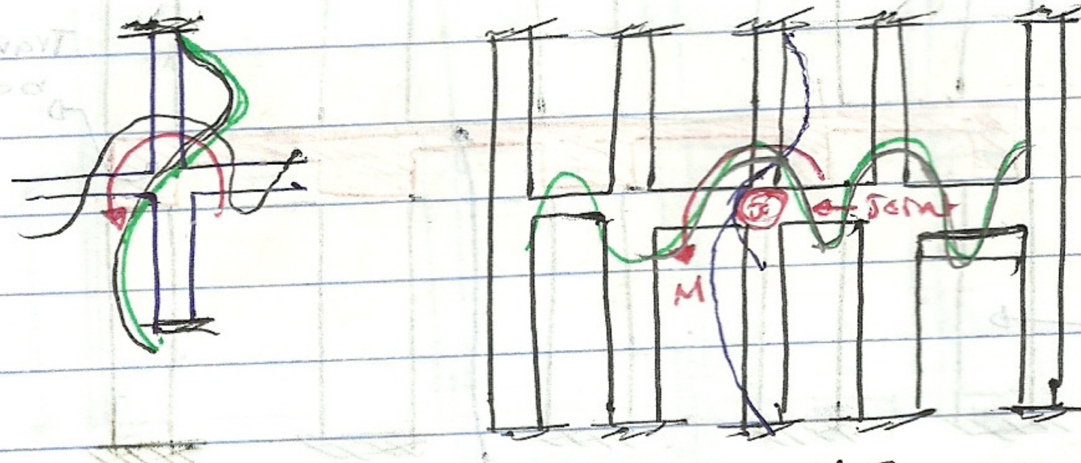
① Column

② Slab beam

③ Transverse member (Torsional member)

له الأثر بحاول إنه يمنع دوران ال Joint عن طريق قوة تقاوم ال Torsion لأنه

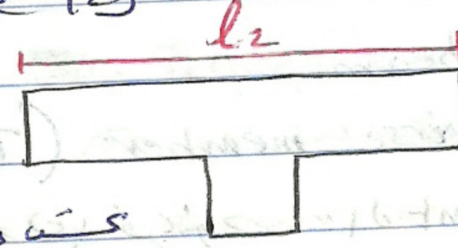
* لاحظ/ إذا عندي slab & Column فإن ال slab
سوف تمنع ال Column من ال rotation بالتوالي stiffness
ل slab أعلى بكثير من العمود ولذلك فإن ال slab
سوف يعمل fixation للعمود



* من الرسم يتضح إن الذي تقاوم العزم في ال Joint
① العمودية
② Two Beam slab
③ Transverse beam (or member) وسوف تقاوم ع شكل تقاوم Torsional

* الذراع يأخذ العزم الأكبر من المقاوم
هو صاحب ال stiffness الأكبر
ونحسب من طريقه K
* راجع Moment distribution method

structure [2]



* حساب I /
Parallel axis theory نحسب بطريقة
① بطريقة حساب Centroid
② استخدام Parallel axis theory
راجعها من الـ ستاتيكا

* ال fram السابق يسمى

** (Actual 3-D fram)

① slob beam ② column ③ Torsional member

* لكن صعب أن نعمل analysis لـ (3-D) لذلك
يجب أن نوجد طريقة للتحويل من 3D إلى 2D لكن بشرط
أن نحافظ على الـ behavior لـ 3-D

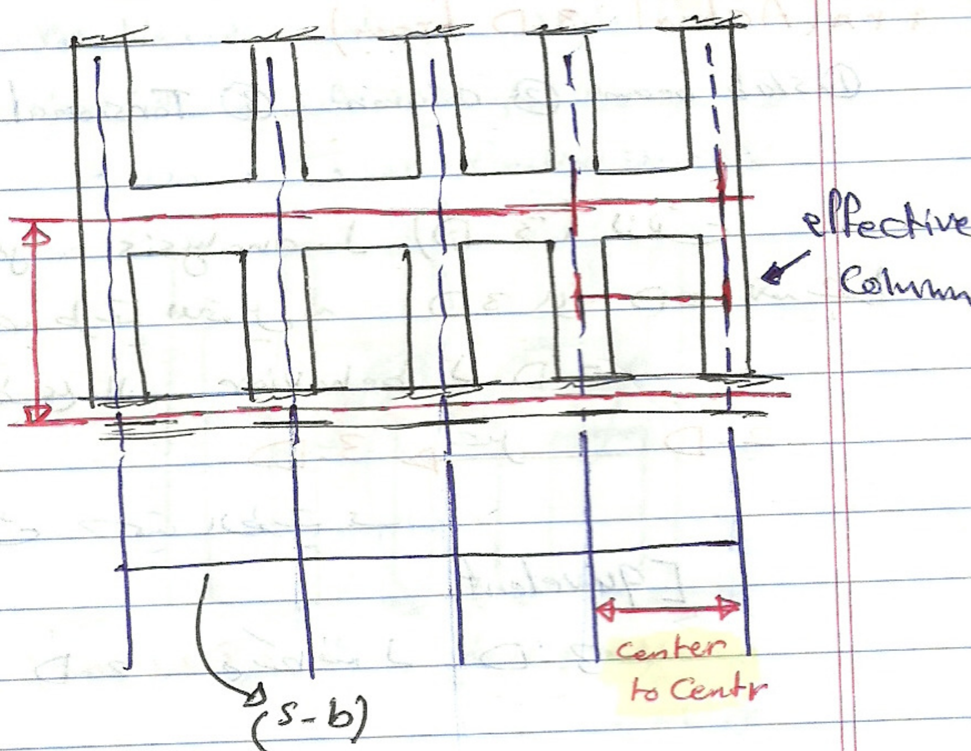
يعني بدل
2-D ——نحول——> 3-D

* لذلك نحتاج الطريقة بـ
Equivelent
لدينا 2-D —— مكافئ لـ 3-D

محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M.Sousi@hotmail.com

(2-D frame)

① for physical slab



② by structural analysis

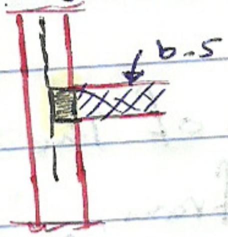
*أنا عند ما أصمم الـ 2-D fram لازم الـ
Transverse member
يكون راح آخذ تأثيرها بعين الاعتبار

E.F (2-D fram)

1- slab beam member
2- effective Column ←
Torsional member ← لا نأخذ بالاعتبار تأثير effective col
هنا صار يقلل هو الـ stiffness الحقيقي للعمود
لذلك أثناء التصميم ما بنفع آخذ المومنت اللي ع
effective Column
وأروح أصمم العمود على أساسه
لأنه المومنت هاد مش مومنت حقيقي (حيث أنه يأخذ تأثير العمود
& torsional member)

① Slab beam member

* لاحظ إنو ال stiff لـ (s.b) زادت لانو أخذت بالاعتبار الجزء الداخل في العمود لانو أنا باخذ center to center



وبالتالي قيمة ال K رح تكون غلط لـ (s.b) وراح تزيد لذلك الكود أعطى طريقة لحساب ال stiffness بأخذ بالاعتبار هذا التأثير

$$K_{s.b} = \frac{4 E_{cs} I_{s.b}}{\left(l_n - \frac{C_1}{2}\right)}$$

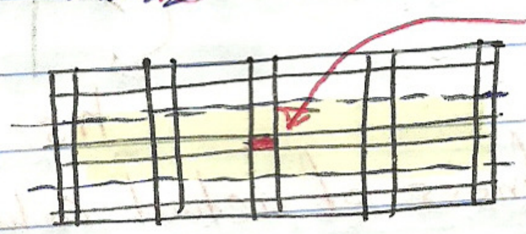
← بعد العمود في الاتجاه الطولي "اتجاه الشريحة"

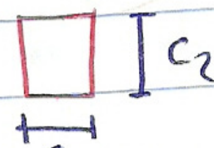
لكل span

حيث أن ln هو طول ال span اللي أنا بشتغل عليه من وجه العمود الى وجه العمود الآخر

~~[illegible] span ~~

~~[illegible]~~





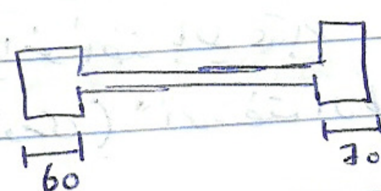
C1 ← في اتجاه الشريحة

* ملاحظة / لو كانت أطوال الأعمدة بالاتجاه الطولي مختلفة مثلاً 70 و 60 عند طرفي ال span

فإنه

$$C_1 = \frac{70 + 60}{2}$$

average

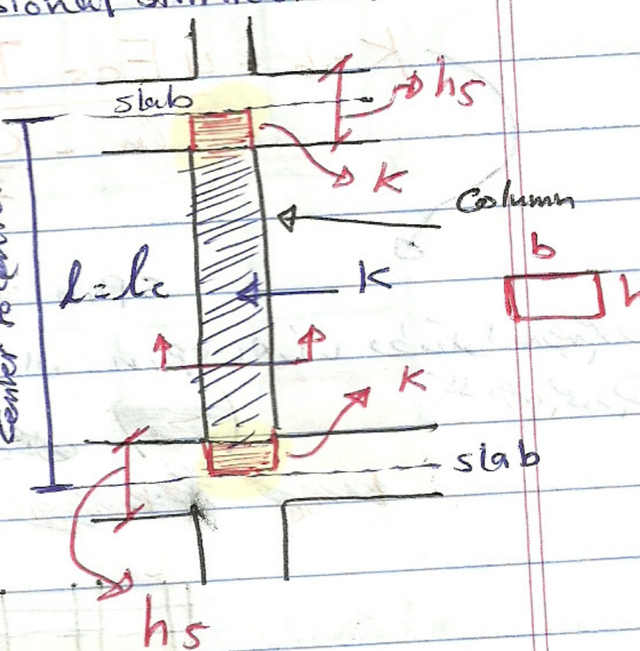


⇒ ② effective column (K_e)

is The effective flextural stiffness of The equivelant Column in The (2-D) equivelant fram,

K_e account for both The flextural stiffness of actual Column & The torsional stiffness of Transverse beam

ملاحظة في تصميم ال
mat foundation
باخذ طول عامود من ال mat
الى منتصف السقف الأول



*** ① flextural stiffness of actual Column (K_c)

$$K_c = \frac{4 E_{cc} I_c}{(L - 2h_s)}$$

I_c ← inertia in fram direction

يعني عزم ال (I) في إتجاه ال fram

c_1, c_2

L: c.t.c ارتفاع العمود

لاحظ هنا طرح ($2h_s$) ع اساس المفروض يطرح
نصف من فوق ونصف من تحت "يعني المفروض يطرح فقط (h_s)
ولكن أخذ ($2h_s$) حتى تزيد (K_c) لانو أخذ بالاعتبار
ال stiff. للمنطقة (المعلمة بالأحمر والمسقوفة) "أي منطقة ال slab
وبالتالي قيمة ال stiff. سوف تزيد

محمد مجدي السويسي 0599-980937

*** (ii) Torsional member (Transverse member) K_t

Torsional Beam — حطيت S لأنو E لـ

slab شبيه بال

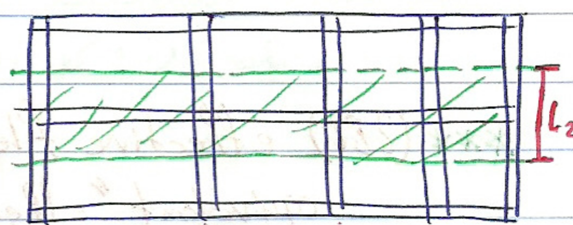
$E_s = E_b$

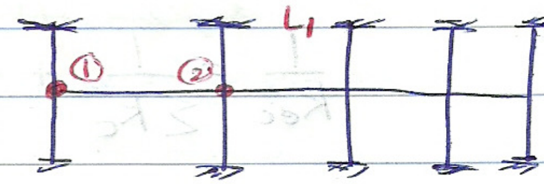
$$K_t = \sum \frac{9 E_{cs} C}{L_2 \left(1 - \frac{c_2}{L_2}\right)^3} * \frac{I_{s.b}}{I_s}$$

L_2 → طول الكرام

C → Torsional factor of The torsional member.

c_2 → بعد العمود في الاتجاه المعاكس للشريحة





* لاحظ [redacted] للشريحة الوسطية ✓

(2) يوجد عمودين متجاورين + [2] عنصر Torsional member

* لاحظ [redacted] للشريحة الطرفية ✓

يوجد عمود واحد + (1) [1] عنصر Torsional member

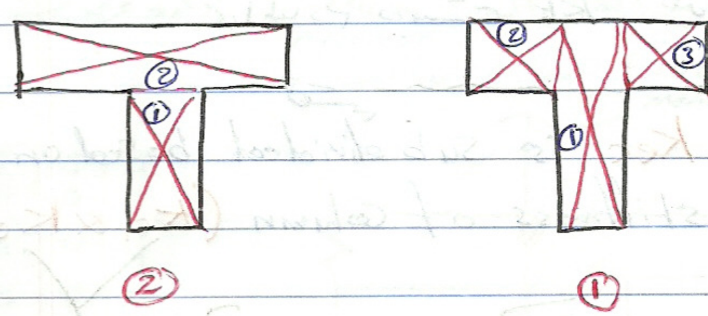
*** مثلاً لو طلب آخر طابق وسطي فيوجد عمود + [2] Torsional member

لو طلب آخر طابق طرفي " عمود + [1] Torsional member

وهكذا بشوف شو عندك وطبعه

⇒ (* لاحظ أنا بشتغل كل Joint لحالها) ⇐

*** طلب C



C is max of C_1 & C_2

$$C_{max} = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

لاحظ

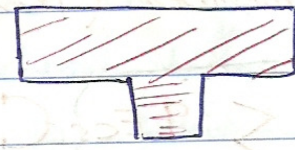
x ← دائماً البعد الأصغر

y ← البعد الأكبر

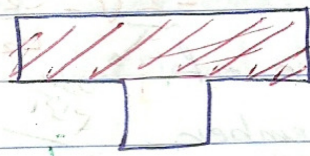
C is the larger of (C_1 & C_2) 0.63

***لاحظ

I_{s-b} →



I_s →



*** (iii) effective flextural stiffness for equivelant "effective" Column (K_{ec})

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

*لاحظ
stiffness : ← تعني K
flexible ← تعني $\frac{1}{K}$

or

$$K_{ec} = \frac{\sum K_c}{1 + \frac{\sum K_c}{K_t}}$$

لـ تكون للعمودين

*لاحظ / لاحظت $\sum K_c$ بينما K_t بدون $\sum$
لانو عندك عمودين فوق وتحت أما K_t مش مجموع وحاصله
من المعادلة تبعت K_t "يعني راجعت معادلتها"

تقسم

for each Column K_{ec} is subdivided based on relative flextural stiffness of Column (K_{c1} & K_{c2})

الأكبر بياخذ حصة أكبر

*يعني ال K_{ec} راح تقسم على العمودين حسب ال stiff لكل واحد منهم

(EX) بيعتبر $K_{ec} = 9$ & $2 = K_c)_{upper(1)}$ & $4 = K_c)_{bottom(2)}$

$\Rightarrow D.f)_{Kc_1} = \frac{2}{2+4} = \frac{1}{3}$, $D.f)_{Kc_2} = \frac{2}{3}$ $\Rightarrow K_{ec})_{upper} = 3$ & $K_{ec})_{bottom} = 6$

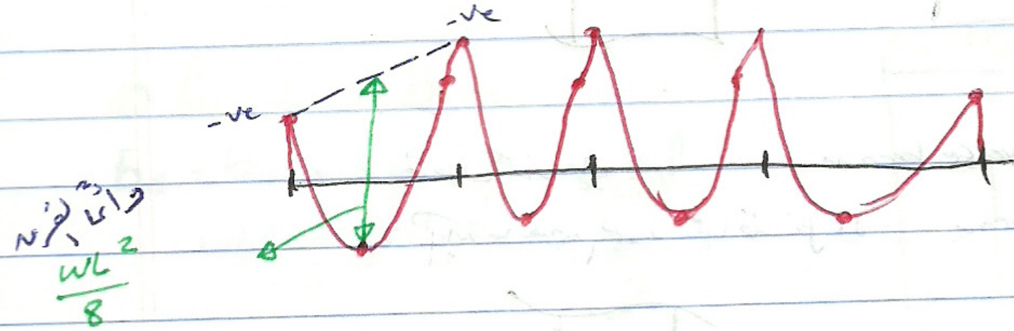
Fixed end moment *لاحظ ش

① Consintration load $= \frac{PL}{8}$ ② Distribution load $= \frac{wL^2}{12}$

الخطوات

① find longitudinal moment distrubition (L.m.d)
ie → moment on s-b member
using structural analysis Tequiques

*لاحظ انا ما بدي المومنت على العمود، انا بدي اياه على ال slab
وبكون بالشكل التالي

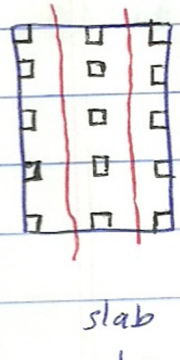


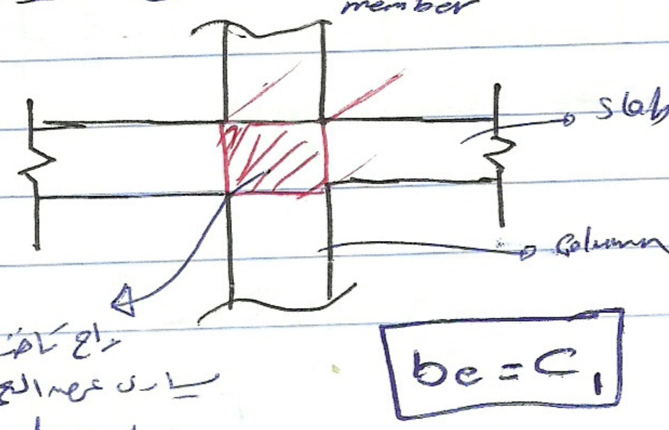
② Continue The Design Procuder using The same step of The DDM

Note The Torsional cross section is as follow [ACI 13-7 راجع]

1- slab without beam

*هنا بتغير اشي ال slab صار ال Torsional member وبكون عرضه slab
اللي راح يقاوم ال Torsional member صار عرضه العمود





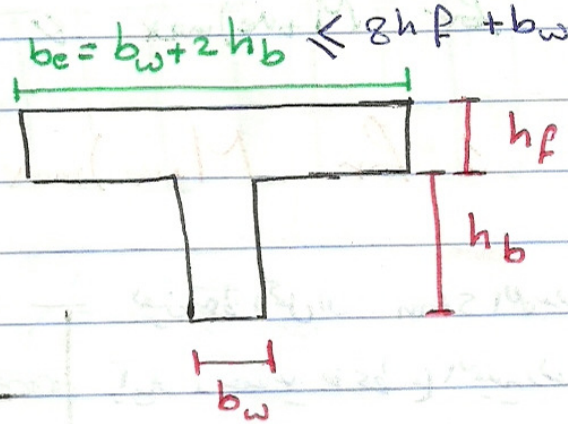
راح ناخذ جزء من ال slab
يساوي عرض العمود ونعتبره
Torsional member

$b_e = C_1$

محمد مجدي بسيسي
0599-980937

where b_e is as befor

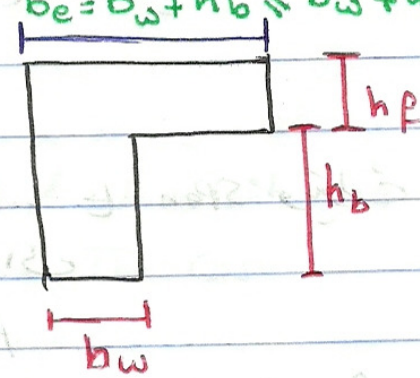
① for T-section



$b_e = b_w + h_b \leq b_w + 4h_f$
which is less

② for L-section

$b_e = b_w + h_b \leq b_w + 4h_f$
which is less



* distribution of Live load on The equivelant fram (L.L.D)

lateral load *طريقة لتنام ماكه متوزعة بـ عشن

حالات

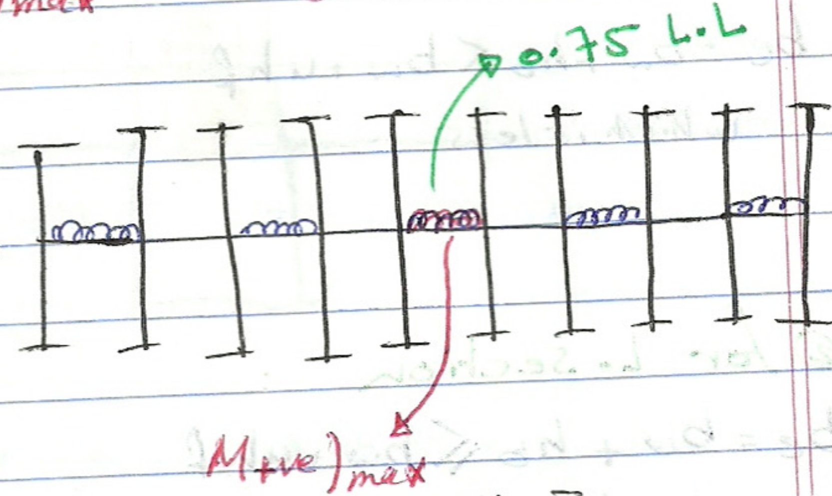
① if L.L Distribution is Known
→ use This distribution (L_u) ← ultimate

② if L.L $\ngtr \frac{3}{4}$ D → use full factored Live load on all span "every where" يعني نوزعها على كل ال "spans"

③ other wise → use The shown distribution for $M_{+ve})_{max}$ & $M_{-ve})_{max}$

1- for $M_{+ve})_{max}$ للحصول على

لكي نحط أحمل لل span اليمين
لازم وجنبه ما نحط ع اليسار ولا
ع اليسار



* نص شكل نظهر ← إني نحط ال L.L ع span ويترك span
لكن مره نحط ومره لأ ع التوالي

* لكن للحصول ع أعلى $M_{+ve})_{max}$
ما نحط ال L.L ع ال span المجاور من اليمين والشمال

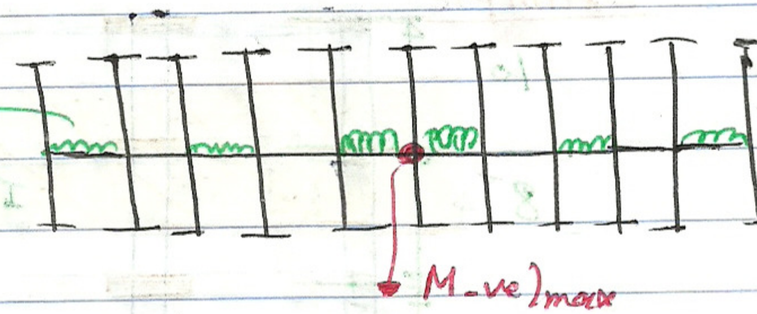
* ملاحظة/ أنا نضرب فيه ال L.L ب 0.75
وذلك لتقليل قيمته لأنه صعب جداً يحدث هذا التوزيع
ل L.L في الواقع

2- for M-ve)max

* 0.75 L.L

Reduction ←

بصعوبة حدوث هذا التوزيع



طريقة التوزيع / نحط على البحر اليمين والبحر اليسار

للـ Joint L.L كاملاً بالشكل

ومن ثم نبدأ نوزع مرة آه ومرة لأ كما بالشكل

(4) in any case → The moment should not be less Than both obtained from The Case where full L.L is every where

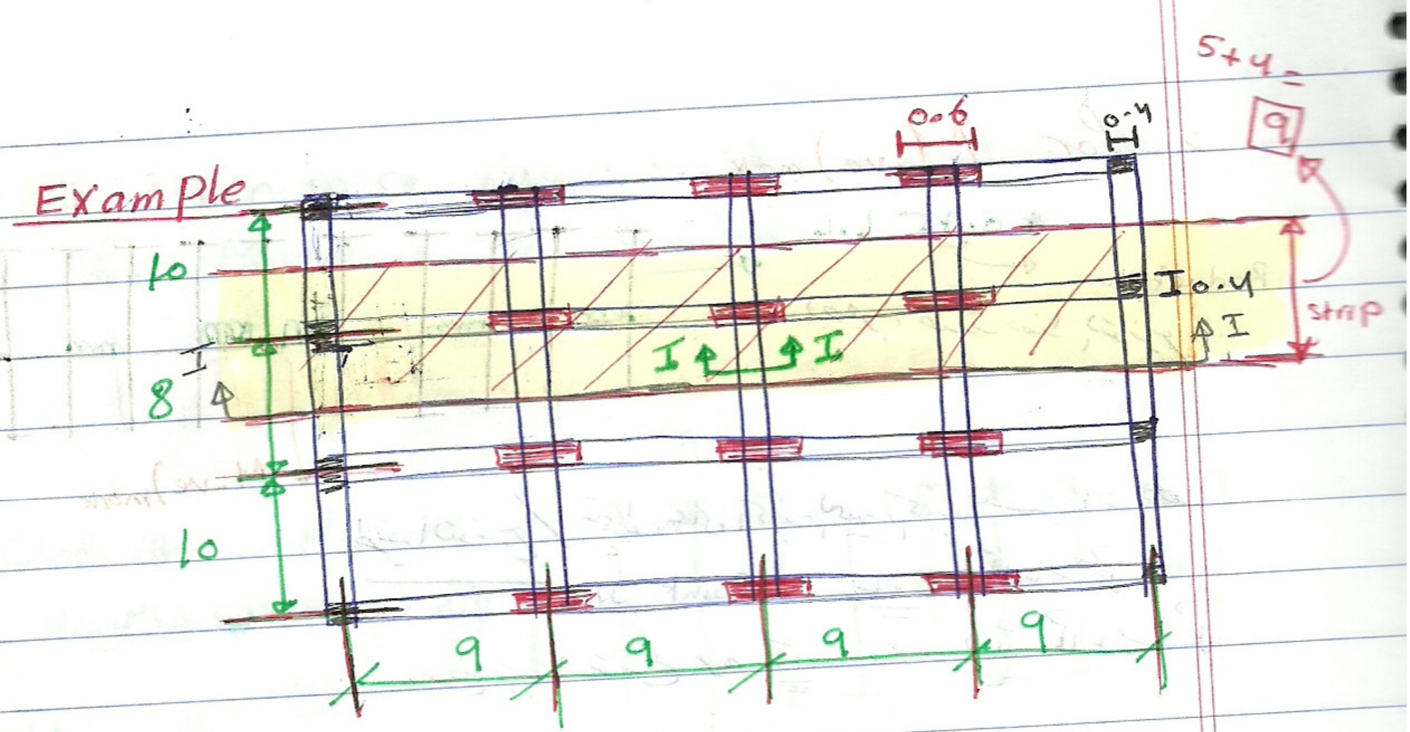
i.e In any case —نوزع→ "Lu" is every where

نعتبر

* دائماً لازم أحط L.L every where ←

وبعدين نعمل check على الحالة التانية والتالتة

Example



Interior Column → 60*40 Cm

Exterior Column → 40 * 40 Cm

$f'_c = 25$ MPa , $f_y = 420$ MPa

D.L = 10 kN/m²

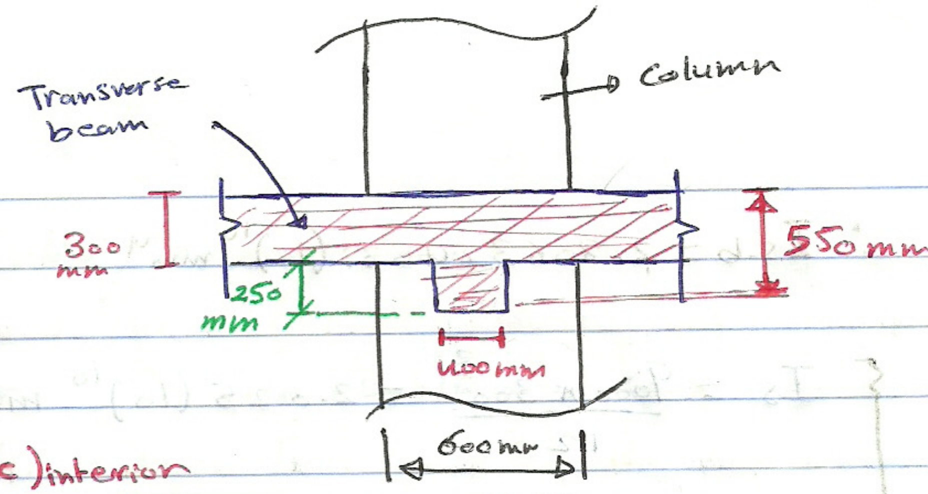
L.L = 5 kN/m²

Column Height = 4 m

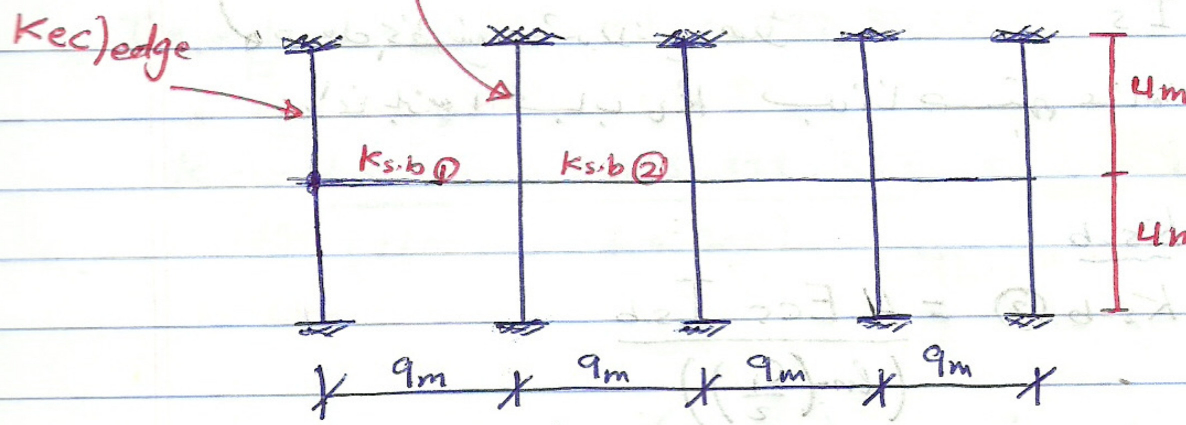
محمد مجدي السوسي

0599-980937

Eng-M.M.sousi@hotmail.com



Section I - I

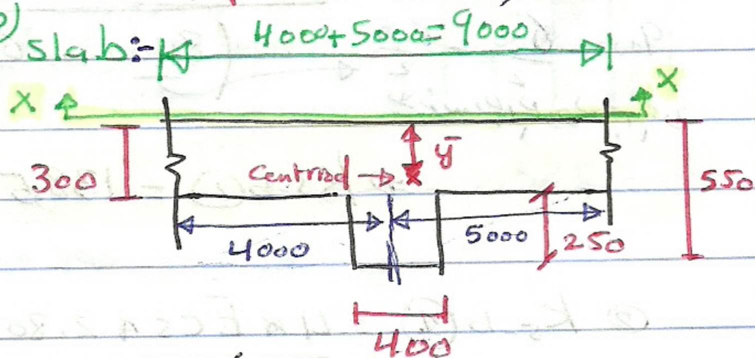


⇒ intermediat strip

Solution [a] for beam slab: $(K_{s.b})$

[1] Compute $I_{s.b}$

$\bar{y} = \frac{\Sigma A d}{\Sigma A}$



$$\bar{y} = \frac{300 * 9000 * \left(\frac{300}{2}\right) + 400 * 250 * \left(300 + \frac{250}{2}\right)}{(300 * 9000) + (400 * 250)}$$

$\Rightarrow \bar{y} = 159.82\ mm$ → $(\bar{y} - d)$ $(159.82 - 150)$

$\Rightarrow I_{s.b} = \bar{I} + Ad^2$

$$\Rightarrow I_{s.b} = \frac{1}{12} * 9000 * (300)^3 + \left[(9000 * 300) * (9.82)^2\right] + \frac{1}{12} * 400 * (250)^3 + \left[(400 * 250) * (265.18)^2\right]$$

$\left(\frac{250}{2} + 300 - 159.82\right)$

$\Rightarrow$ **$I_{s.b} = 2.8063245\underset{\cdot\cdot}{3}3 * 10^{10}\ mm^4$**

$$\therefore I_{s\text{-}b} = 2.80632 4533 (10)^{10} \ mm^4$$

$$\left\{ I_s = \frac{9000 * 300^3}{12} = 2.025 (10)^{10} \ mm^4 \right.$$

$$\Rightarrow \frac{I_{s\text{-}b}}{I_s} = 1.385839213$$

هادول خطوتين مش لازمين هلأ
ولكنا بنلزمها لحساب K_b بس انا حسبتهم عشان يتضح حالي

$\boxed{2}$ $K_{s\text{-}b}$

① $K_{s\text{-}b}$ ② $= \dfrac{4 \ E_{cs} \ I_{s\text{-}b}}{\left(l_n - \left(\frac{C_1}{2}\right)\right)}$

$$\Rightarrow K_{s\text{-}b} ② = \frac{4 * E_{cs} * 2.806324533 (10)^{10}}{\left(8400 - \frac{600}{2}\right)}$$

$9000 - \frac{600}{2} - \frac{600}{2}$

لأنو من وسط العمود لوسط العمود

$$\Rightarrow K_{s\text{-}b} ② = 138,58,393 \ E_c$$

② $K_{s\text{-}b}$ ① $= \dfrac{4 * E_{cs} * 2.806324533 (10)^{10}}{\left(8500 - \frac{500}{2}\right)}$

$9000 - \frac{600}{2} - \frac{400}{2}$

$500 = \frac{600 + 400}{2} = C_2 \, \& \, C_1$ لا يشترط

$$\Rightarrow K_{s\text{-}b} ① = 13,606,422 \ E_c$$

[b] for effective Column (K_{ec})

(i) Column stiffness (Actual Column)

[1] **Exterior** (400 * 400) mm

$$K_c = \frac{4 E_{cc} I_c}{L - 2 h_s} \rightarrow \text{for one Column}$$

$$I_c = \frac{1}{12} * 400 * (400)^3 = 2,133,333,333$$

* for one Column "edge"

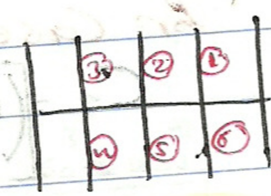
$$K_c)_{edge} = \frac{4 * E_{cc} * 2,133,333,333}{(4000 - 2 * 300)} = 2,509,804\ E_c$$

4000 → ارتفاع العمود

300 → سمك السقف = h_s

[2] **interior Column** → (600 * 400) mm

لاحظ عندي 6 أعمدة داخلية



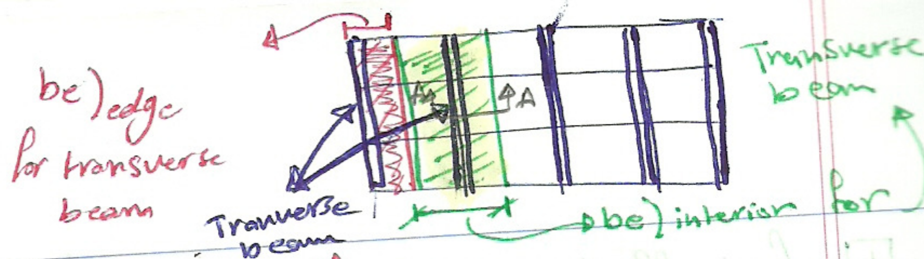
لاحظ كتبت ال 600 لإنها بإتجاه [illegible] تكعيب

$$I_c = \frac{1}{12} * 400 * (600)^3 = 7.2 (10)^9\ mm^4$$

$$K_c)_{interior} = \frac{4 * E_{cc} * 7.2 (10)^9}{4000 - 2 * 300} = 8,470,588\ E_{cc}$$

[illegible]

0599-980937



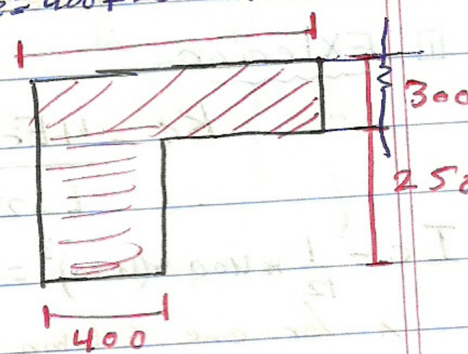
(ii) Torsional member stiffness :-

$650 \leq 1600$

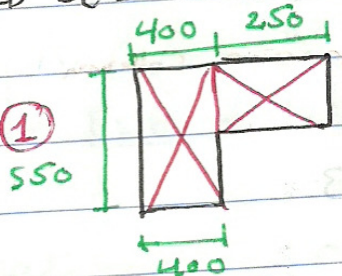
$b_e = 400 + 250 \leq 400 + 4 * 300$

☐ Exterior "edge"

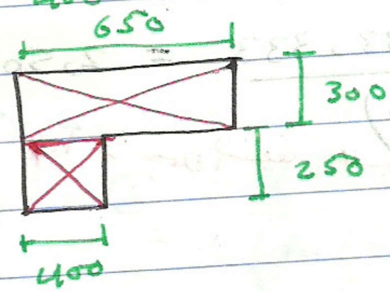
$\Rightarrow b_e = 650$



Case ①



Case ②



$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

(x: البعد الصغير , y: البعد الكبير)

for Case [1]

$$C_1 = \left[\left(1 - 0.63 * \frac{250}{300}\right) * \frac{(250)^3 * 300}{3}\right] + \left[\left(1 - 0.63 * \frac{400}{550}\right) * \frac{(400)^3 * 550}{3}\right]$$

$C_1 = 742187500 + 6357333333$

$\Rightarrow C_1 = 7,099,520,833 \ mm^4$

for Case [2]

$$C_2 = \left[\left(1 - 0.63 * \frac{300}{650}\right) * \frac{(300)^3 * 650}{3}\right] + \left[\left(1 - 0.63 * \frac{250}{400}\right) * \frac{(250)^3 * 400}{3}\right]$$

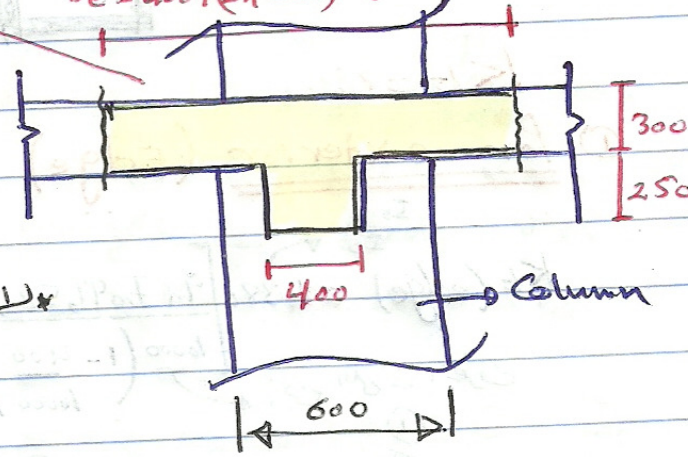
$C_2 = 5,412,020,833 \ mm^4$

$\Rightarrow C_{max} = C_1 = 7,099,520,833 \ mm^4$

أنظر كراسه تشكيل

$900 \leq 2800$

$b_e = 400 + (2*250) \leq 400 + 8*300$

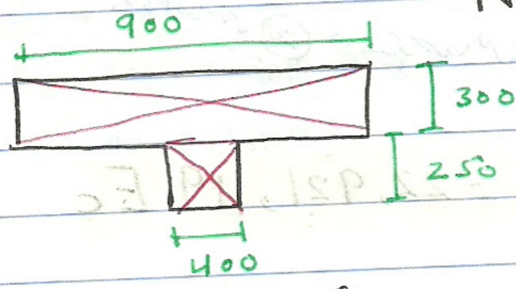


[2] interior

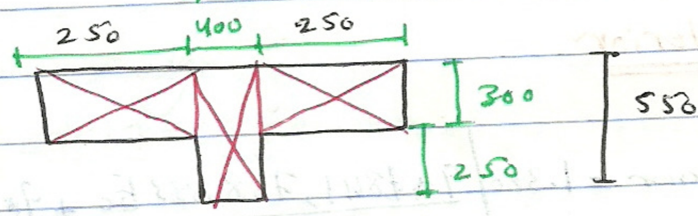
$\Rightarrow b_e = 900$

*لاحظ عرض العمود أكبر من be

لذلك باخذ be حسب الشروط



Case (1)



Case (2)

$$C_1 = \left[\left(1 - 0.63 * \frac{300}{900}\right) * \frac{300^3 * 900}{3}\right] + \left[\left(1 - 0.63 * \frac{250}{400}\right) * \frac{250^3 * 400}{3}\right]$$

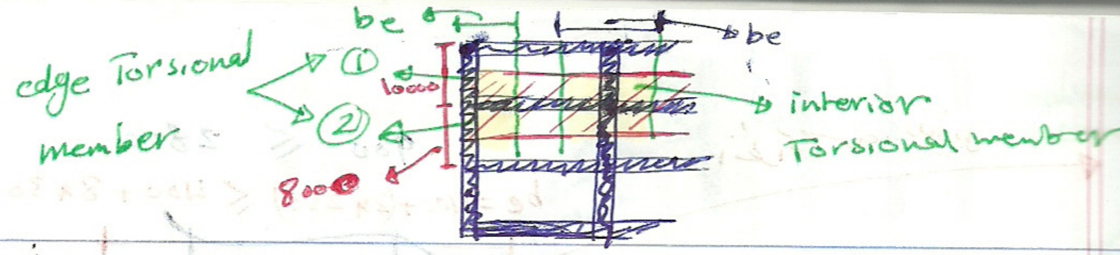
$C_1 = 7,662,020,833 \ mm^4$

$$C_2 = \left[\left(1 - 0.63 * \frac{400}{550}\right) * \frac{400^3 * 550}{3}\right] + \left[\left(1 - 0.63 * \frac{250}{300}\right) \frac{250^3 * 300}{3}\right] * 2$$

$C_2 = 7,841,708,333 \ mm^4$

$\Rightarrow C_{max} = C_2 = 7,841,708,333 \ mm^4$

, $\frac{I_{s-b}}{I_s}$ → as previous Calculation $= 1.385839213$



$K_t = 22$

$$K_t = \sum \frac{9 E_{cs} C}{L_2\left(1 - \frac{C_2}{L_2}\right)^3} * \frac{I_{s-b}}{I_s}$$

① for exterior (Edge)

$$K_t(\text{edge}) = 1.386 \left[\frac{9 * 7{,}099{,}520{,}833 E_c}{10000\left(1 - \frac{400}{10000}\right)^3} + \frac{9 * 7{,}099{,}520{,}833 E_c}{8000\left(1 - \frac{400}{8000}\right)^3} \right]$$

(1.386 ← $\frac{I_{s-b}}{I_s}$; Σ)

10000 ← الجزء اللي عند الطرف ①

8000 ← الجزء الداخلي ② حسب الجزء اللي فوقه

$$\Rightarrow K_t)\text{edge} = 22{,}921{,}119\ E_c$$

② for interior

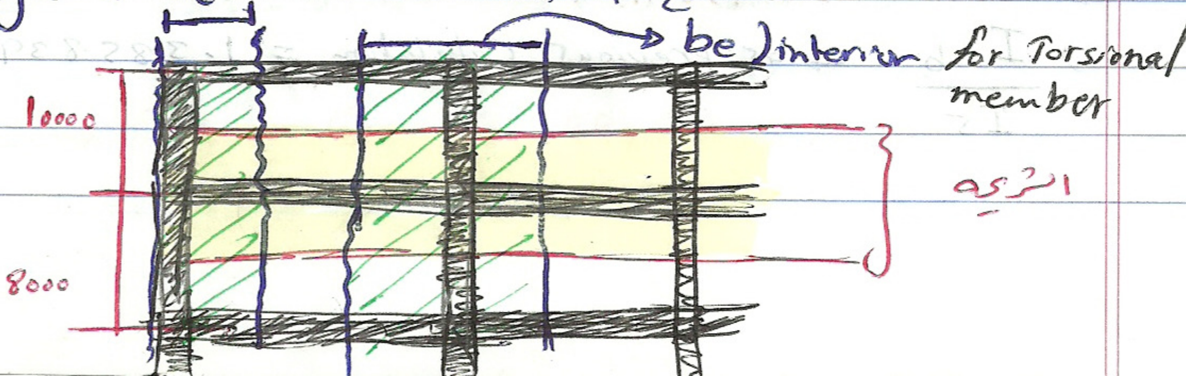
$$K_t)\text{interior} = 1.386 \left[\frac{9 * 7{,}841{,}708{,}333 E_c}{10000\left(1 - \frac{400}{10000}\right)^3} + \frac{9 * 7{,}841{,}708{,}333 E_c}{8000\left(1 - \frac{400}{8000}\right)^3} \right]$$

$$K_t)\text{enterior} = 25{,}317{,}304.8\ E_c$$

لاحظ إنو Kt)enterior أكبر بقليل من Kt)exterior

والسبب لأنو الجزء اللي فوقه

"دائماً خلي عندك إحساس بالرقم عشان تعرف هل هذا صح أم خطأ"



0599-980937 محمد مجدي موسى

(iii) effective Column stiffness $(K_{ec}) = \frac{\sum K_c}{1 + \frac{\sum K_c}{K_t}}$

[1] for Edge

انتبه إجمع ال edge مع ال edge تاعك المعطيات

من K_c & K_t حنروح ناخذ $K_c)_{edge}$ & $K_t)_{edg}$

$$K_{ec})_{edge} = \frac{2 * 2{,}509{,}804\, E_c}{1 + \frac{2 * 2{,}509{,}804\, E_c}{22{,}921{,}119\, E_c}} = 4{,}117{,}825\, E_c \text{ / for [2] colum}$$

upper — lower

عشان ال Σ يعني العمودين متشابهين فبنضرب ب (2) بدل ما نجمع

for one Column @ edge

$$K_{ec})_{edge} = \frac{4117825\, E_c}{2} = 2{,}058{,}913\, E_c \text{ / for 1 column}$$

متفرع (2) يعني العمود اللي فوق واللي تحت

أما لو ما كانوا نفس نروح نجيبه التوزيع حسب

D.F حسب K_c (upper & lower)

يعني رح اروح اطبق المعادلة لـ $K_c)_{upper}$ طبعا مارح يكون بالمعادلة Σ
ومرة ثانية رح اطبق المعادلة لـ $K_c)_{lower}$ وبدونه Σ أيضا
وللازم نجيب قبل كده K_c للي فوقه واللي تحت من البداية
ويكونوا تتغير ب I_c يعني المعادلة

$$K_c = \frac{4 E_{cc} I_c}{L - 2h_s}$$

أو وتتغير ب E_{cc} أو ب L أو بكلاهم

لو كان عندي عمودين مختلفين نروح نجيب K_{c1} , K_{c2}
ونجيب K_{ec}
ونروح نوزع ال K_{ec} حسب D.f

$$D.f)_{K_{c1}} = \frac{K_{c1}}{K_{c1} + K_{c2}}, \quad D.f)_{K_{c2}} = \frac{K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2}}$$

[2] for interior

لإيجاد $K_{ec})_{interior}$ مستخدم $K_t)_{interior}$ & $K_c)_{interior}$

$$K_{ec})_{interior} = \frac{2 * 8470583 E_c}{1 + \frac{2 * 8470583 E_c}{25317305 E_c}} = 10,149,558 E_c$$ / for [2] Column



for one Column @ interior

$$K_{ec})_{interior} = \frac{10149558 E_c}{(2)} = 5074779 E_c$$ / Column

بسبب التماثل

⇒ K_c هو نفس صيغة للعمود العلوي بشكل K_{ec} ★ ⇐

*** Structural Analysis

1- load

$L.L = 5\ kN/m^2 < \frac{3}{4} D.L = \frac{3}{4} * 10 = 7.5\ kN/m^2$

$\Rightarrow L.L < \frac{3}{4} D.L$

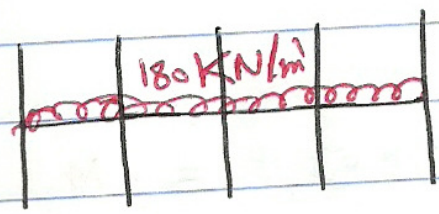
$\Rightarrow$ Lu → is every where on all span

$W_u = 1.2(10) + 1.6(5) = 20\ kN/m^2$

⇒ for meter run "m'"

$W_u = 1.2(10) * 1.6(5) * 9 = 180\ kN/m'$

(9 ← عرض شريحه)

⇒ 

2- Distribution factor (D.F)

3- F.E.M $= \frac{\pm 180 * 9^2}{12} = \pm 1215$ every where

4- Balance

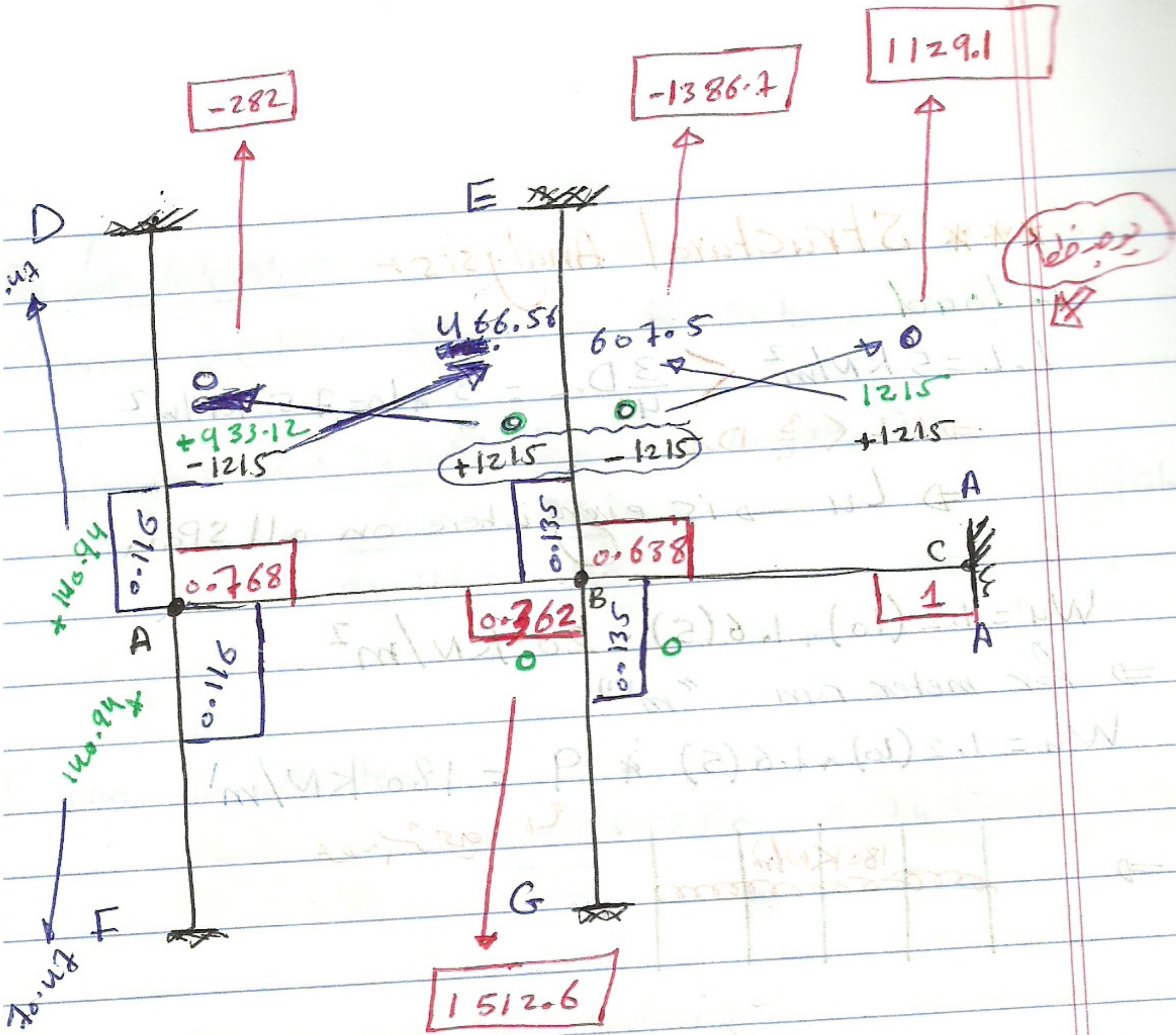
5- Carry over → Blance → Carry over → balance

untill reach to equilibrum

يعني reach to Moment @ any Joint ≈ صفر

يعني لازم تكون مجموع العزوم عند اي Joint تقريبا صفر

* ملاحظة احنا حسبنا العزوم على ال slab-beam فقط



لاحظ أنا قطعت ال frame عند نقطة (A)

لأنه عند نقطة A يصبح هناك تماثل بالتالي

لا يوجد rotation عند هاد ال Joint

فهاد ال Joint سوف تعتبر fixed

@ Joint A $\quad \Sigma K = 13606422 + 2058913 + 2058913 =$

$$K_{AD} = \frac{2058913}{13606422 + 2058193 + 2058193} = \boxed{0.116}$$

$K_{AF} = \boxed{0.116}$ بالمثل

$K_{AB} = \boxed{0.768}$

@ Joint B

$\Sigma K = 13606422 + 13858393 + 5074779 + 5074779$

$\Rightarrow \Sigma K = 37614373$

$K_{BA} = \dfrac{13606422}{37614373} = \boxed{0.362}$

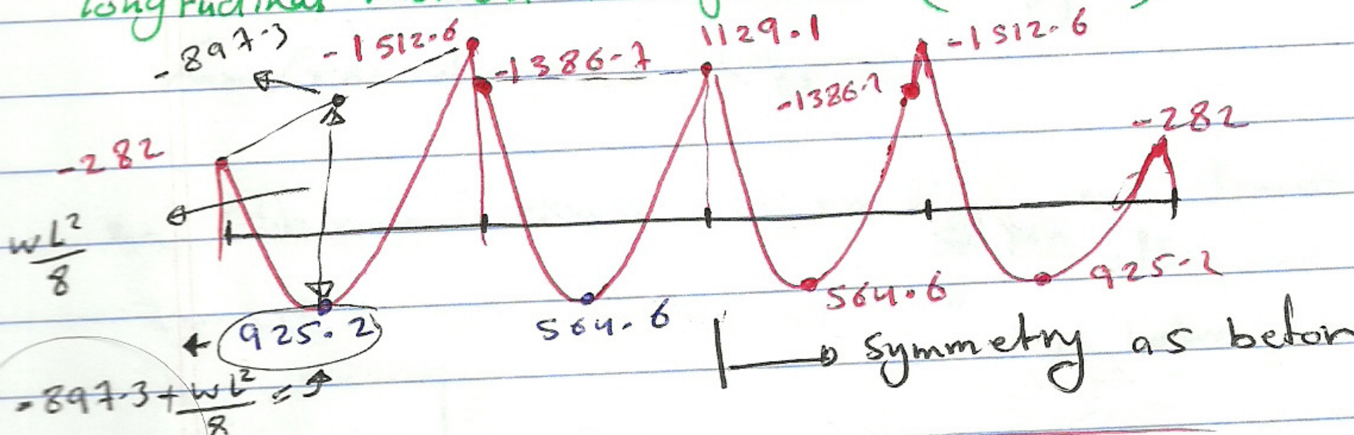
$K_{BC} = \dfrac{13858393}{37614373} = \boxed{0.638}$

$K_{BE} = K_{BG} = \dfrac{5074779}{37614373} = \boxed{0.135}$

② F.E.M $= \dfrac{\pm 180 \times 9^2}{12} = \pm 1215$ everywhere

---

Longitudinal Moment Diagram (L.M.D)



$M_o = \dfrac{180 (8.4)^2}{8} = 1587.6$ KN.m @ DD.M لحين أما بالأرقام ٣ بطريقة

$q_u \times L_2$

for interior Panel : $M_{-ve} = -0.65 \times 1587.6 = \boxed{-1031.94}$ KN.m

$M_{+ve} = +0.35 \times 1587.6 = \boxed{555.7}$ KN.m

راح نجد أيضا الأرقام متقاربة في كل من E.F.M أو D.D.M

0599-980937

Ch-4

Design of wall ACI Ch.14

Walls
- → Non-load bearing walls
- → load bearing walls
- → shear wall (can be classified as load bearing or non-load bearing)

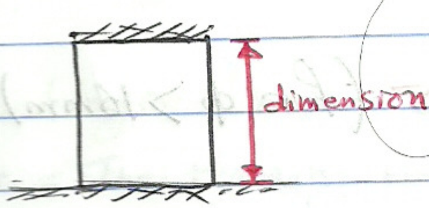
(I) ① Non bearing walls → لا يوجد عليها أحمال
فقط بتحمل نفسها وبتحمل بعض الأحمال الجانبية

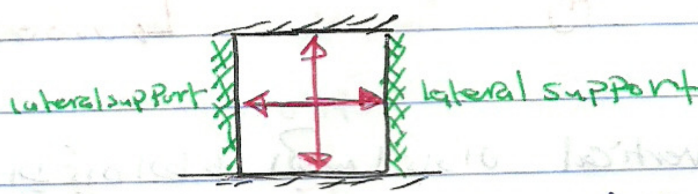
Ex) ① Facade or fence
② Basement $Wall
③ retaing wall

⇒ Min. Requirement :- (ACI ch.14)

1. if The wall are subject to moment They should be design for flextural → (Ex) retaing wall

2. Minimum Thickness = 100mm & ≮ $\frac{1}{30}$ least dimension of The wall
"distance between lateral support"





Min Thickness = 100 mm & ≮ $\frac{1}{30}$ * least dimension of The wall

3. Min vertical reinforcement

$$V.R)\ \rho_s)_{min} \begin{cases} \rightarrow 0.0012 \rightarrow \text{for } (\phi \leq 16mm) \\ \rightarrow 0.0015 \rightarrow \text{for } (\phi > 16mm) \end{cases}$$

where $\rho_s)min = \frac{A_s}{A_g}$ = نسبة الحديد للقطاع بالطول

Thickness * 1 m = القطاع كامل ← A_g

عرض / 1 م



inclosed with Ties

Note if reinforcement are not use to carry compression force

& or if $A_s \not> 0.01\,A_g$

Then vertical reinforcement need not to be inclosed with Ties

يعني مش محتاج أضع كانات أو رابط بين الأسياخ

4- Min. horizontal reinforcement

$$\frac{A_s}{A_g} = \rho_s)h)min \begin{cases} \rightarrow 0.002\ (\text{for } \phi \leq 16mm) \\ \rightarrow 0.0025\ (\text{for } \phi > 16mm) \end{cases}$$

ملاحظة / نسبة الحديد الصغرى في الاتجاه الأفقي أكبر من الاتجاه vertical

لأن الاتجاه horizontal في اتجاه shrinkage

أكثر بكثير من الاتجاه vertical

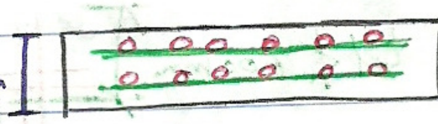
0599-980937 محمد مجدي ابو ...

5- Spacing of horizontal or vertical reinforcement

① $\ngtr$ 3 * wall Thickness & nor 450 mm

∴ Max spacing → $\ngtr$ 3 * wall Thickness
→ $\ngtr$ 450 mm

h > 250 mm



6- wall of Thickness > 250 mm "except of basement wall"
shall provided with TWO steel nets (شبكة)
one @ each side

يعني إذا سمك الجدار 250mm فلازم استخدم شبكتين حديد (شبكة لكل جانب)
ماعدا ال basement wall

ولكن لو السمك كان أقل من 250mm فممكن استخدم شبكتين ولكن شبكة
حسب ما بدك

⇒ 1 st layer "first layer" "exterior layer"
$A_s = \left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3}\right) A_{s)total}$ with The
Concrete Cover $\nless$ 50 mm & $\ngtr \frac{h}{3}$ → السمك from
exterior face (الأكبر المعرض للجو)

* if The concrete cast against soil → concrete cover = 75 mm

⇒ 2 nd layer "second layer" "interior layer" face
As = The remaining from A Total المتبقي من شبكة الحديد الكلي
& with The Concrete Cover $\nless$ 20 mm $\ngtr \frac{h}{3}$

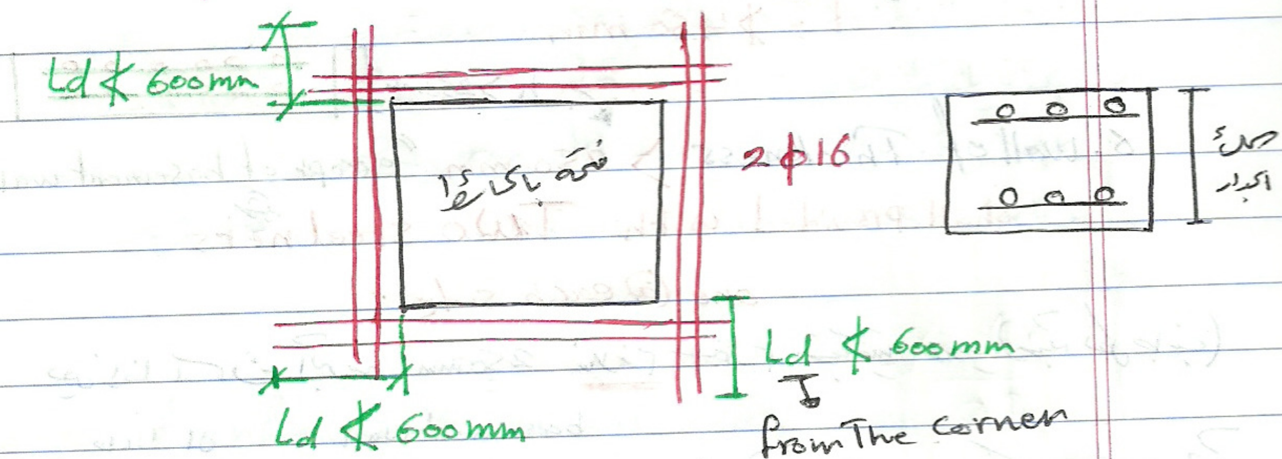
~~[illegible]~~

* دائماً الأكبر المعرض للعوامل الخارجية بزود ال cover فيها عشان لا يحدث صدأ وتآكل
للحديد

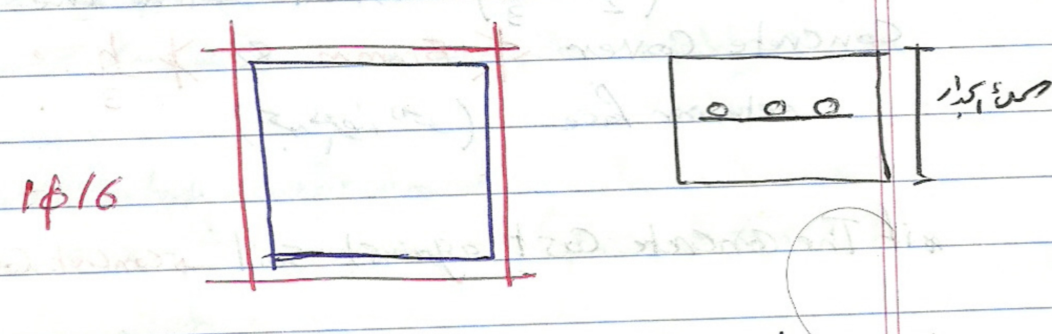
0599-980937 محمد مجدي السوس

7- arround opening   لما يكون هناك فتحة باب أو شباك

1- for wall with two reinforcement layer, Then (2 ϕ16) provided The opening



2- for The ~~two~~ one reinforcement Layer, Then (1 ϕ16) provided The opening



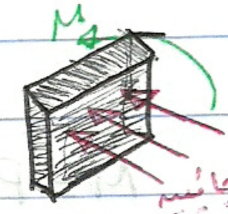
→ for The two cases bar shall be anchored to develop fy in The tension @ The Corner

Ld → from The Corner

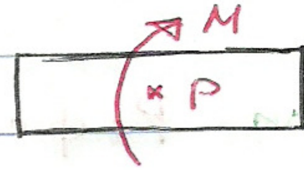
II ② load Bearing wall (L.B.W)

* They resist vertical load & some (small) lateral load about Their weak axis

* لا نعتمد عليها في مقاومة الرياح والزلازل

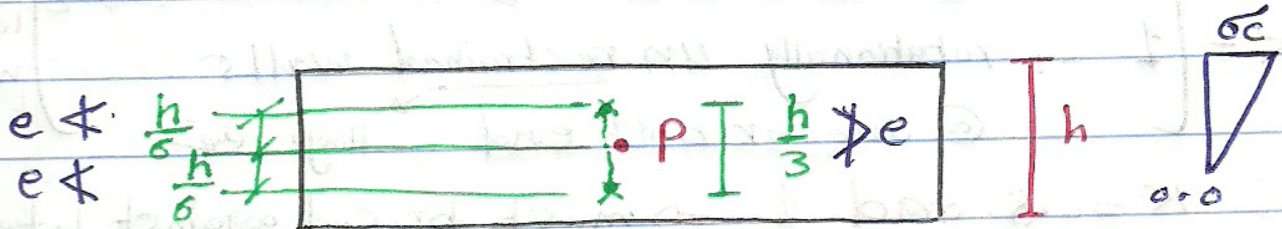


* Solid (L.B.W) Can be design Based on first principle (as . Column subject to (P & M) using (Ex) interaction diagram



Alternatively, Walls may be design imperically follow ACI 14.5 as follow

The condition is, The resultant of M&P "The eccentricity" should lies in The middle Third of The section



cross section

يعني شرط المعادلة إنه $e \ngtr \frac{h}{3}$ عشان أضمن إنه يكون تحت Compression

* لأنه المعادلة لا تصلح لو كان المقطع under tension وإنما تحت Compression

وعشان يكون المقطع under Compression فلازم P لا تزاح لفوق أو لتحت

مقدار يزيد عن $\frac{h}{6}$ أو بمعنى آخر الـ P لازم تقع في الثلث المتوسط

للـ cross section

if This condition is satisfied Then,

$$P = \phi P_n = \phi\, 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h}\right)^2\right]$$

∴ هذا القانون لا يصلح للحوائط التي عليها مومنت بشكل كبير

يعني لازم ال e لا تزيد عن $\frac{h}{6}$ حيث $M = P * e$

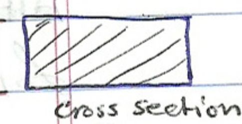
*لو كان اكبار لم متطوع مختلف أو ال e اكبر من $\frac{h}{6}$

فإننا سوف نصمم ال wall حسب البند (ACI 14.4)

from The equation $P = \phi\, 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h}\right)^2\right]$

$\phi = 0.65$ → because under Compression

A_g = gross area of wall $(h \cdot l_w)$

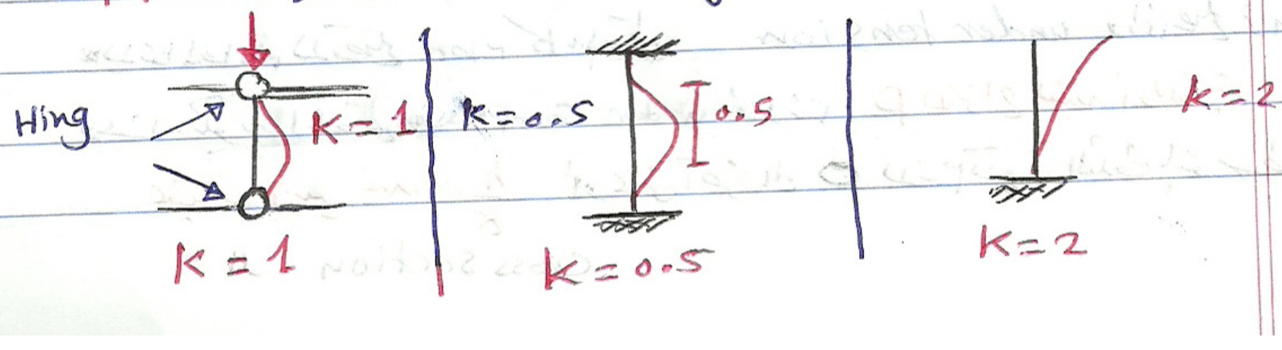


$K = \begin{cases} 0.8 \rightarrow \text{rotationally restrained walls @ one or both ends} \\ 1 \rightarrow \text{rotationally unrestrained walls @ one or both end} \end{cases}$ } شرط Braced against lateral movement

(restrained: يعني متصلب ب fixed; unrestrained: متصل ب Hinge)

@ K = 0.8 and 1 ⇒ must braced against lateral movement

K = 2 → unrestrained against lateral movement



لاحظ/ كلما قلت ال K كلما زادت قوة تحمل الحائط

وكلما زادت ال K كلما طال المقطع أو ال Column ← cylinderness

وبالتالي قوة تحملها أقل وبالتالي تعرضها لـ Buckling

l_c → wall height

l_w → length of wall (The wall length or dimension between lateral support)

h → Thickness of wall

h
- → $h)_{min} \not< 100$ mm (for basement wall $\not< 190$mm)
- → $h)_{min} \not< \frac{1}{25}$ least wall dimension (l_c or l_w)

(l_c: كارتفاع الحائط) (l_w: طول الحائط أو المسافة بين two lateral support)

In case of concentration load, Then l_w is

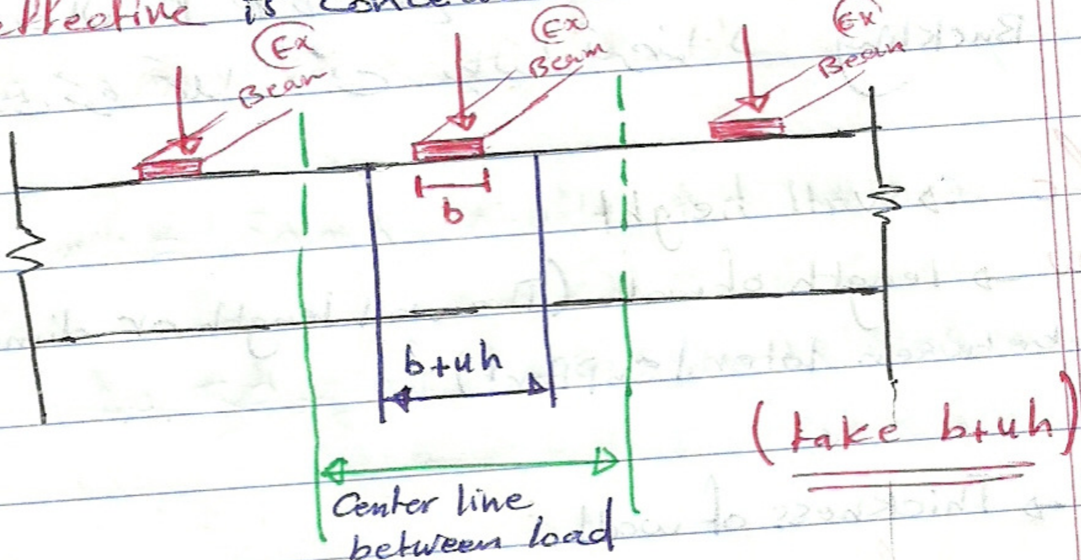
⇒ أيهما أصغر

محمد مجدي السوسي

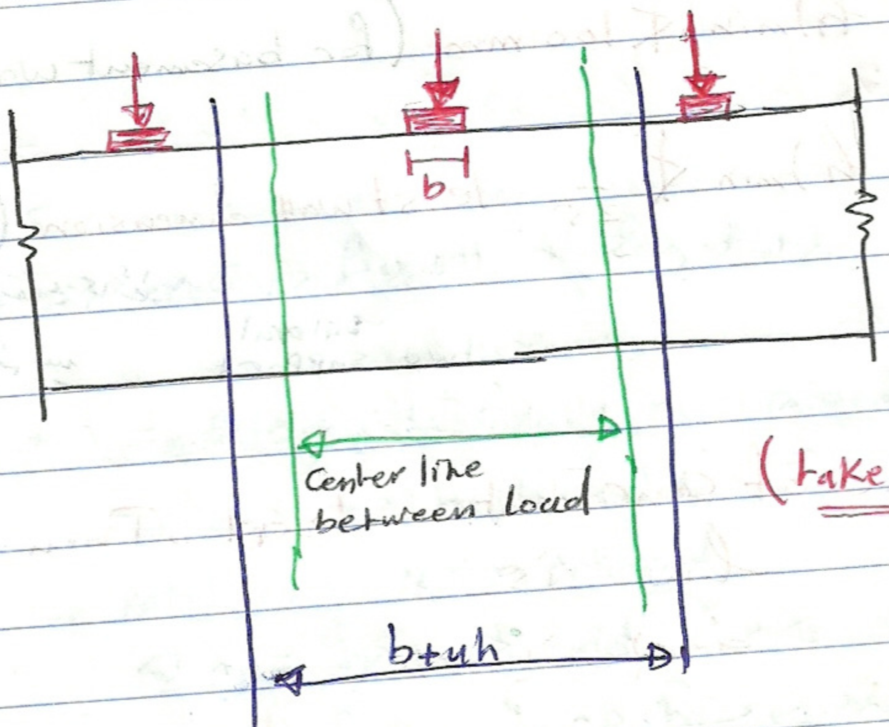
0599-980937

Eng-M-M.sousi@hotmail.com

In case of concentrated load , Then
l_w)effective is concederd as shown in figure



(take b+uh)



(take C.L.B.L)

l_w)effective → b+uh ≯ Center line between load

* Provided min reinforecement in The two direction as befor

*لو كان عندي uniform load ←

كمرية $l_w = 1\ m$

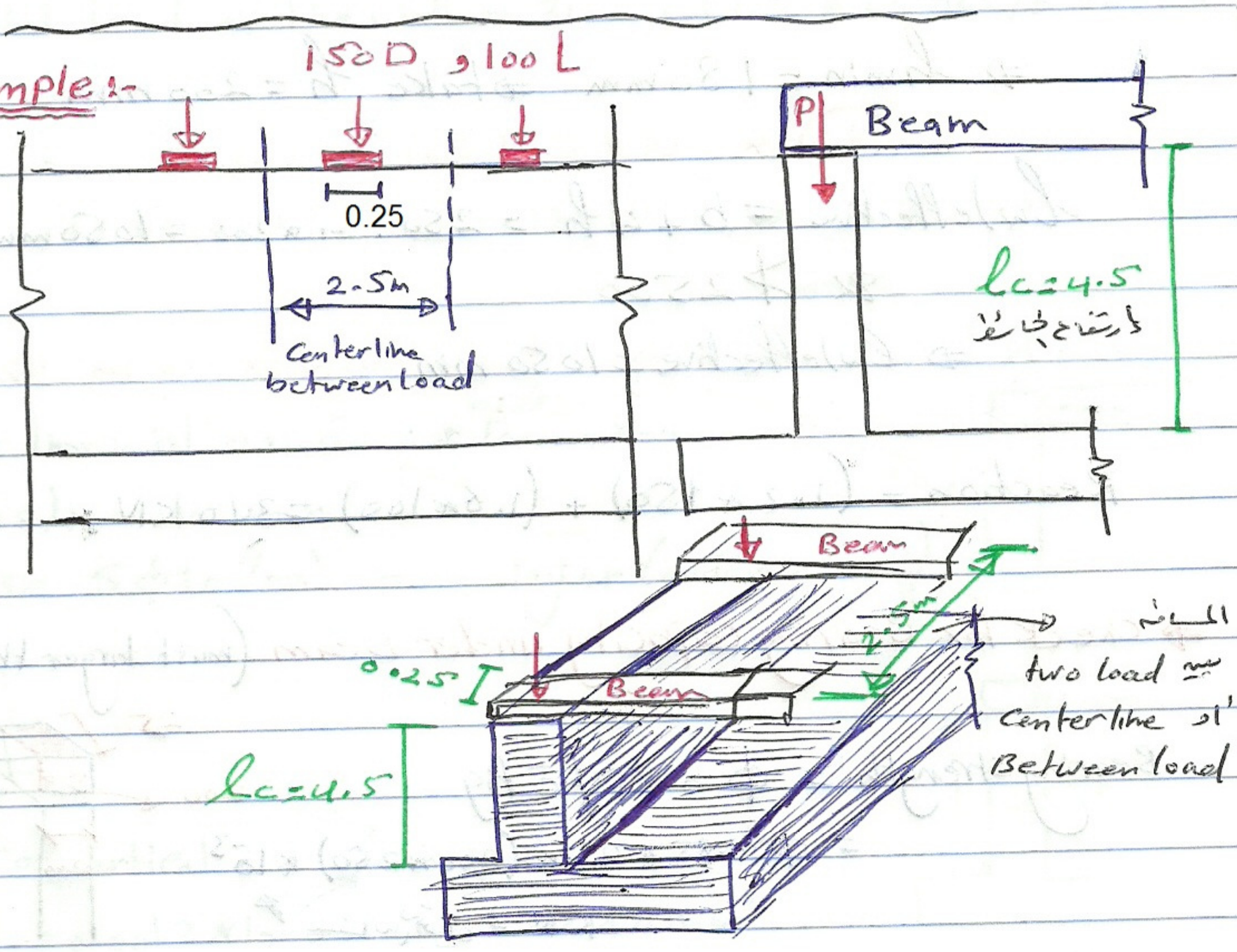
0599-98043+

∴ for distribution load → take strip = 1m

for concentrated load → take strip The least of (b+4h or lw)

centerline

Example:-



Braced , fixed عند القاعدة , يعني اكيد K = 0.8 / *ملاحظة

Reqd Design of wall

Given: $K = 0.8$, $f'_c = 21\ MPa$, $f_y = 420\ MPa$

→ **solution**

هاي طولها بيِّن

l_w or l_c which is less

<u>Solution</u>

عكس الباقي $h_{min} = 100\ mm$ & $\not< \frac{1}{25}(4500)$

$\Rightarrow h_{min} = 180\ mm \Rightarrow$ take $h = 200\ mm$

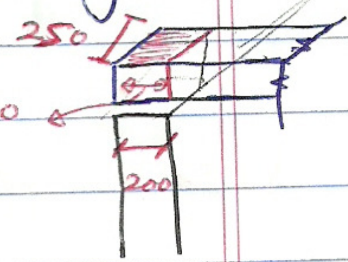
$l_w)_{effective} = b + 4h = 250 + 4 * 200 = 1050\ mm$

& $\not> 2500$

$\Rightarrow l_w)_{effective} = 1050\ mm$

Reaction $= (1.2 * 150) + (1.6 * 100) = 340\ KN$

⇒ check for Bearing Capacity under Beam (must larger than Reaction)



Bearing strength $= \phi\ 0.85 f'_c A_g$

$= \phi\ 0.85 * 21 * (200 * 250) * 10^{-3}$

عشان يحول لـ KN

$\Rightarrow$ Bearing strength $= 580 > 340 \Rightarrow ok$

* لو طلع مش صح نزود ال Ag أو ال f'_c

⇒ Capacity of The wall

$$P_u = \phi\ 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k\, l_c}{32h}\right)^2\right]$$

$$= 0.65 * 0.55 * 21 * 200 * 250 \left[1 - \left(\frac{0.8 * 4500}{32 * 200}\right)^2\right] * 10^{-3}$$

محمد مجدي ابو سويد 0599-980937

$\Rightarrow P_u = 1077.7\ kN$

own weight $= 0.2 * 1.05 * 4.5 * 25 = 23.625$ (Volume; 25 = unitweight "γ_c")

$\Rightarrow$ Total load on The wall $= 340 + (1.2 * 23.625) = 368\ kN$ (1.2 = factor)

$\Rightarrow 368 < 1077.7\ kN \Rightarrow$ ok

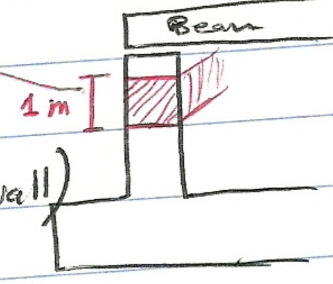
يعني إنه الحائط بتحمل لحد 1077.7 kN وهذا كان أكبر من 368 kN

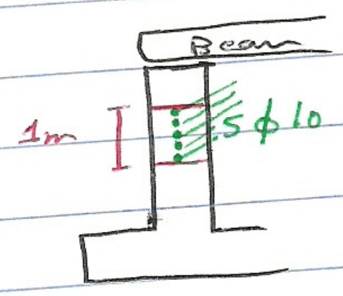
$\Rightarrow$ use min _ reinforcement in two direction (H & V)

① $A_s)_{horizontal} = 0.002 * 1000 * 200$ (متر)

$\Rightarrow A_s)_h = 400\ mm^2$ — ϕ 5/6 بدل

$\Rightarrow$ use $5\phi 10/m'$ in one layer (middle of wall)

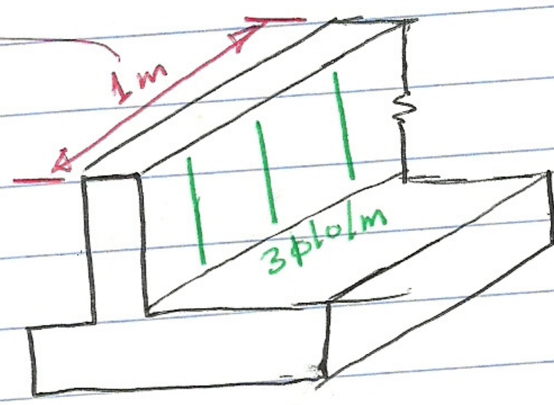




② $A_s)_{vertical}$ (1m عرضية)

$A_s)_v = 0.0012 * 1000 * 2400 = 240\ mm^2$

$\Rightarrow$ use $3\phi 10/m$



check Max spacing Between bar

S
↳ $\ngtr 450\ mm$
↳ $\ngtr 3h = 600$

$\Rightarrow \frac{1000}{3} \ngtr 450\ mm \Rightarrow$ ok

محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M.sousi@hotmail.com

(8) shear walls

(1) General remark:-

1- Shear wall resist lateral load due to seismic or wind load acting on tall building

2- They are economical because of Their in-plane stiffness, thus, They provide lateral stability (bracing) for The hole building يعني راح يعمل تثبيت لكل المبنى

3- They act as a cantiliver to resist in-Plan shear & Bending moment

4- The in-plane slab is assume to act as a rigid body To transfere the horizontal load to The shear wall
يعني السقف هو اللي راح يوزع القوة الأفقية على ال shear wall

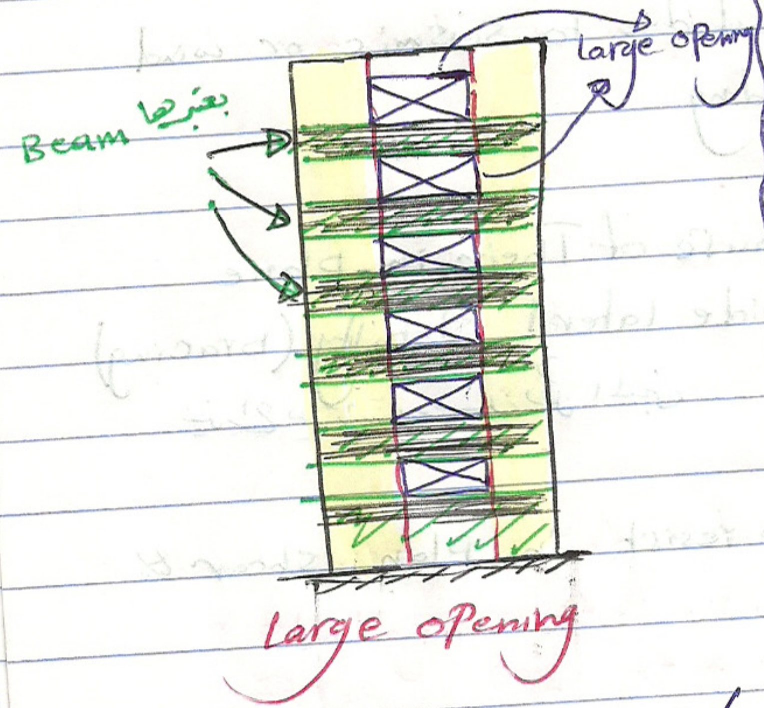
5- Shear walls have been used in tall building as high as 70 story

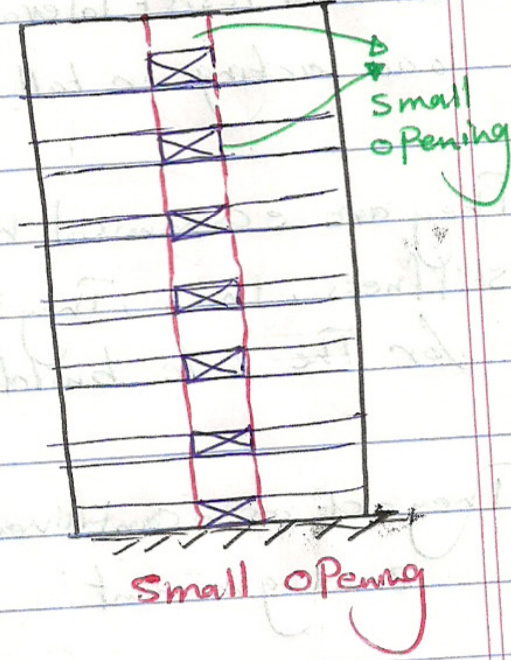
6- Opening Can be used in shear wall, where small opening will not reduce The stiffness, how ever, large opening need special considration in The Design usually Imperical method are used in such Cases

يعني لو كان هناك فتحة صغيرة في ال (S.W) راح اعتبرها غير موجودة :

أما لو كانت الفتحة كبيرة فإنها تحتاج إلى نظام خاص

ملاحظة / الفتحة كبيرة أو صغيرة ← يعتمد تقديرك إنتا كمهندس



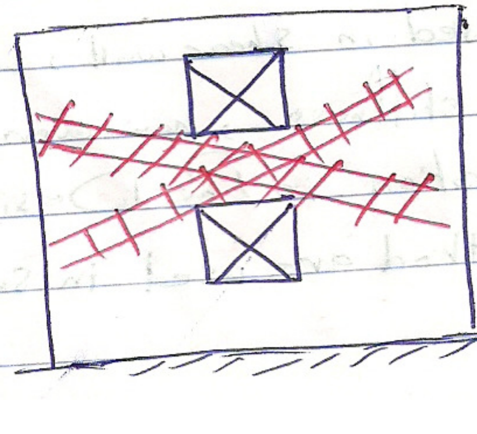


*ملاحظة / في حال large opening

راح يكون عندي Coupled Beam & Coupled shear wall

هنا راح أعتبر الحائط مقسمة إلى نصفين (الملونة بالفسفوري)
وال Beam راح أعتبرها هو الرابط بين الحائطين

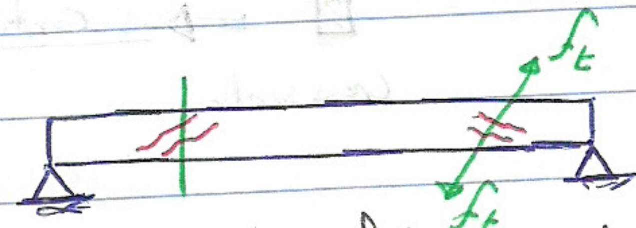
*أفضل توزيع للحديد عند الفتحات



مغير الأشياء تقاوم الأحمال الأفقية هو ال (S.W) لذلك ال (S.W) إذا تحطم يتحطم كل المبنى

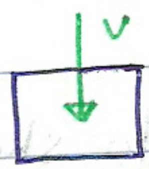
7- The behavior of shear wall may control The over all behavior of The structure,
if shear wall are brittle & fail, Then, The hole structure may collaps suddnly
if shear wall are ductile, They will be effect in resisting lateral load "seismic force or wind"

① actual crack ⇒



shear failure is diagonal

② Code ⇒



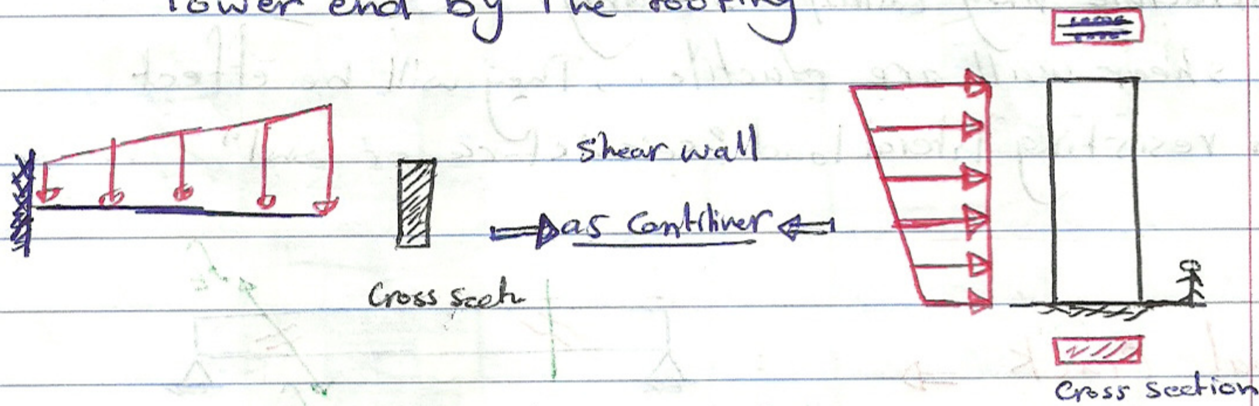
$$v = \frac{V}{bd} \quad \& \quad V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

هنا سوف نلاحظ/ أن نظرة الكود مختلفة في حساب ال V_u

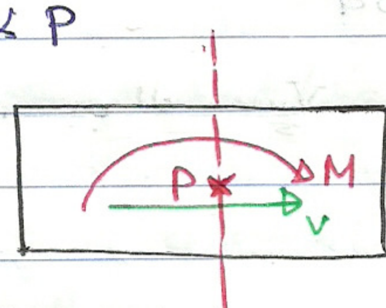
محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M.sousi@hotmail.com

⊛ Remark Regarding The structural Design of shear wall

① shear walls act as a Cantiliver fixed @ it's lower end by The footing



② shear walls are subjected to shear force & Bending moment & axial load , Then we design for V & M & P



وانا أول شي باخد ال P & M
وبصمم إلهم عن طريق interaction Diagram
وبعدين بروح بعمل check على ال shear

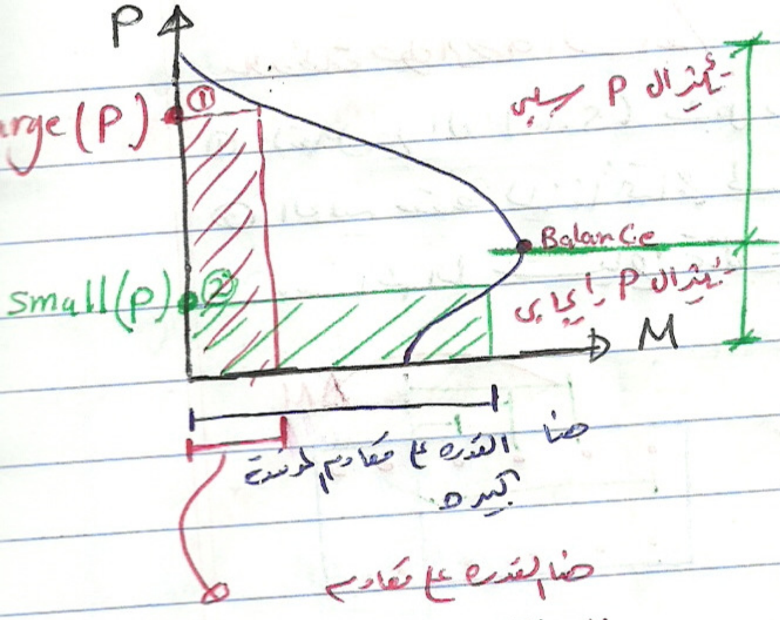
ملاحظة/ ①

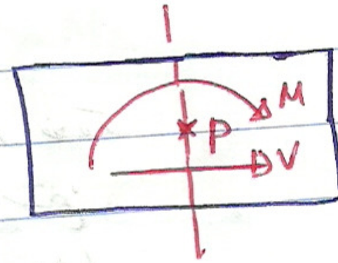
① Design for The axial load & Bending moment by first principle is difficult

②

② Normally The Normall stress are small, since The cross section of The wall is large

بحيث/ ال P فيه صغيرة نسبيًا مش لإنو ال P نفسها صغيرة لكن عشان
ال cross section كبير (المقطع كبير) وبالتالي فإنه ال stress قليل



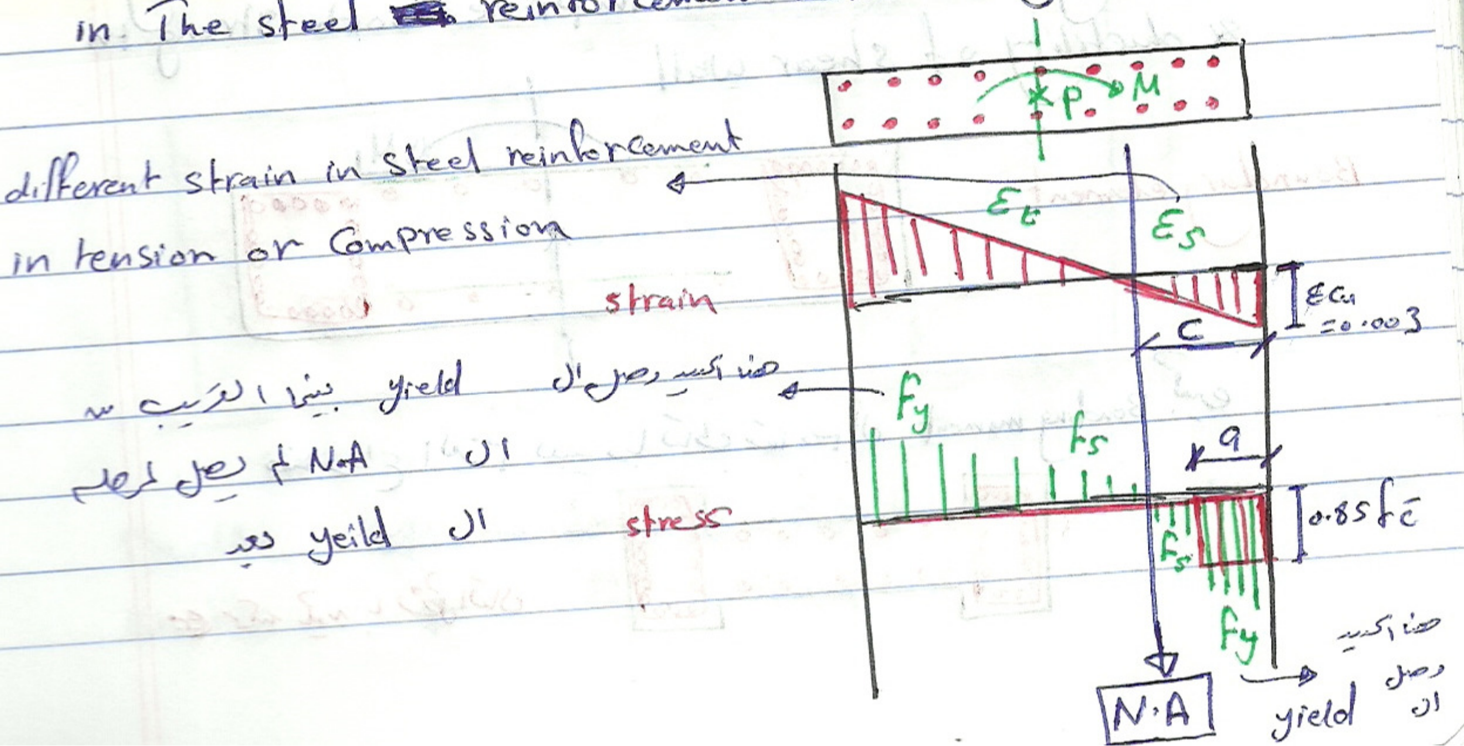


The effect of (P) is small since The cross section of wall is large

* لاحظ/ إذا كانت P كبيرة فإن القدرة ع مقاومة العزوم ستكون صغيرة
" " P صغيرة " " " " " " كبيرة

* لاحظ عند Pmax ← فيه العزوم تساوي صفر

* strength of shear wall can be evaluated based on The flexutral - shear relation ship (interaction diagram) , how ever, Design of shear wall from first principle is difficult , since The strain & Thust The stress Vary (تتغير) as shown in The steel reinforcement bar



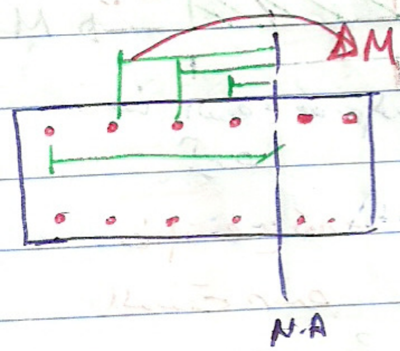
0599-980937 محمد مجدي السوسي

ملاحظات حول الرسمة السابقة/

① التعامل مع ال (S.W) بشكل دقيق هو أمر معقد

② العملية معقدة لأننا نحتاج لحساب ε لكل سيخ

ومسافة الأسياخ تختلف (البعد عن N.A)

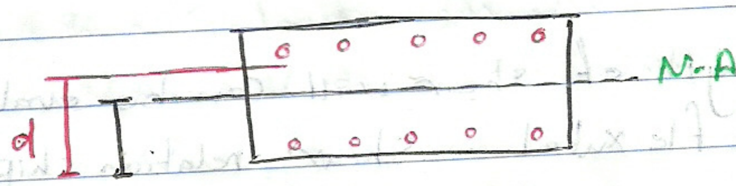


نلاحظ أيضاً

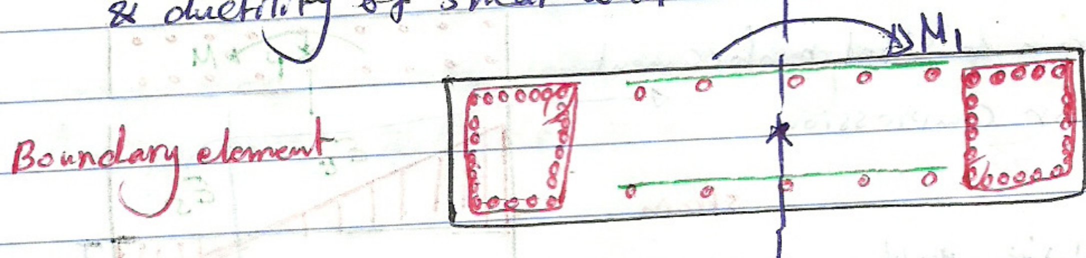
$\sum M = 0$, $\sum F_x = P$

ملاحظة/ هذه المشكلة غير موجودة في (loading bearing wall)

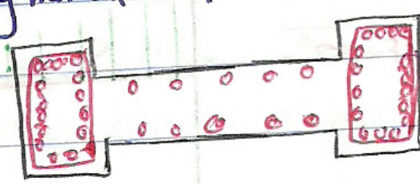
لأنه أكيد على مسافة واحدة من (N.A) لأنه العزم حول المحور الضعيف



⇒ Concentration reinforcement with The boundary element @ The edge of shear wall improve both strength & ductility of shear wall



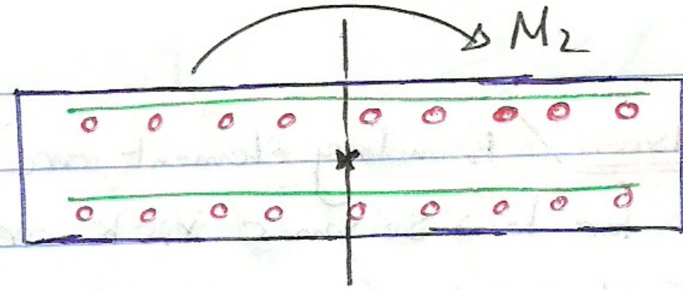
هنا ذراع العزم بعيد وبالتالي مقاومة ال Bending moment كبير

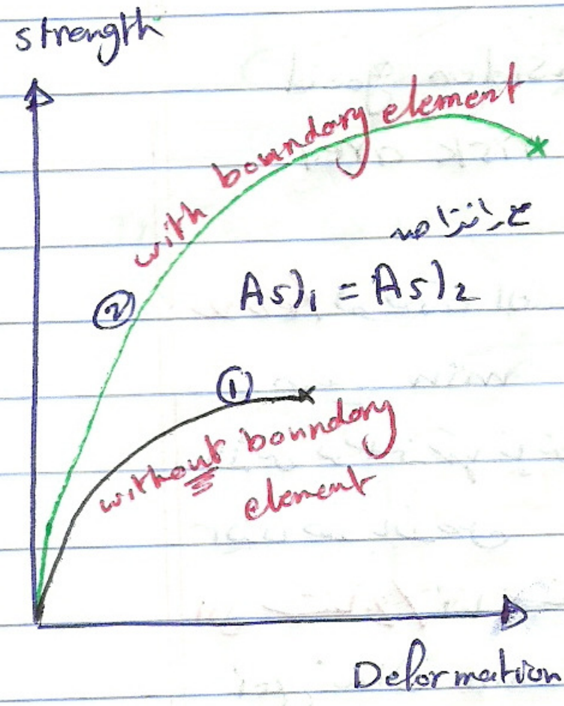


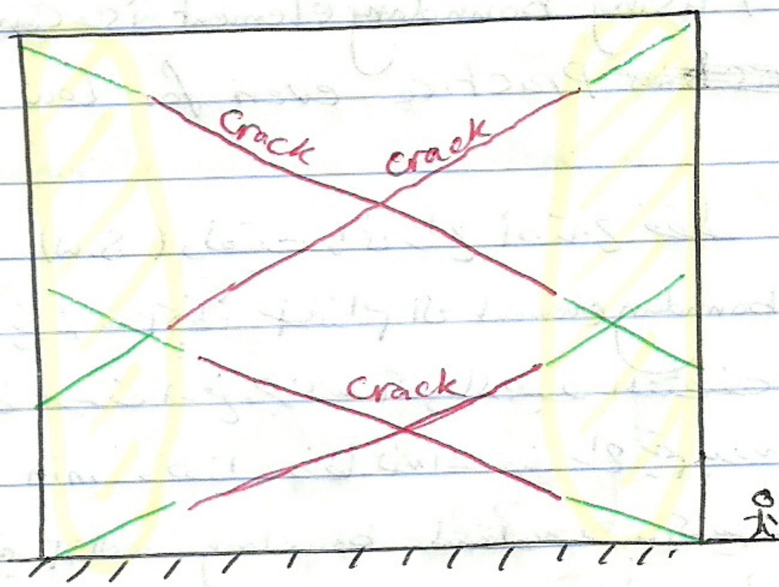
ممكن يكون بهذا الشكل

مع فرض نسبة حديد واحدة

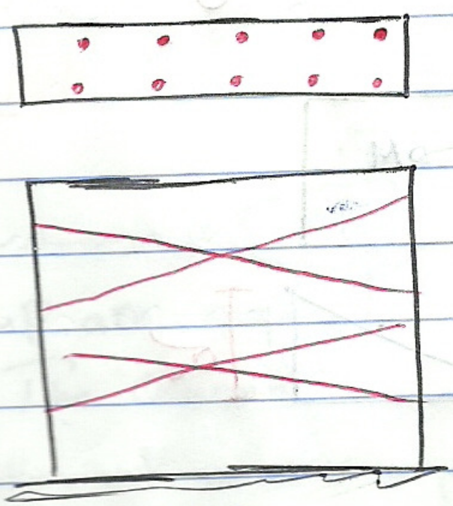
فإنه مقاوم $M_1 > \bar{M}_2$ مقاوم

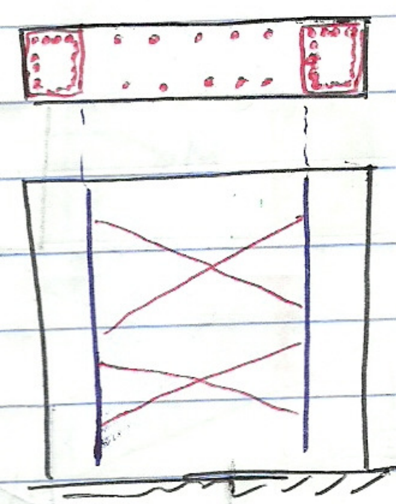






لاحظ هنا / لو ثبتنا boundary element فإنه سوف يمنع ال crack من الوصول إلى منطقته (الملونة بالأصفر) أما في عدم وجود ال boundary فإن ال crack سوف يقتحم هذه المنطقة وبالتالي سوف تنكسر





لاحظ / سلوك ال (s.w) مع وجود boundary ⟸ Ductile

″ ″ ″ ″ في عدم ″ ″ ⟸ Brittle

0599-980937 محمد مجدي السوسي

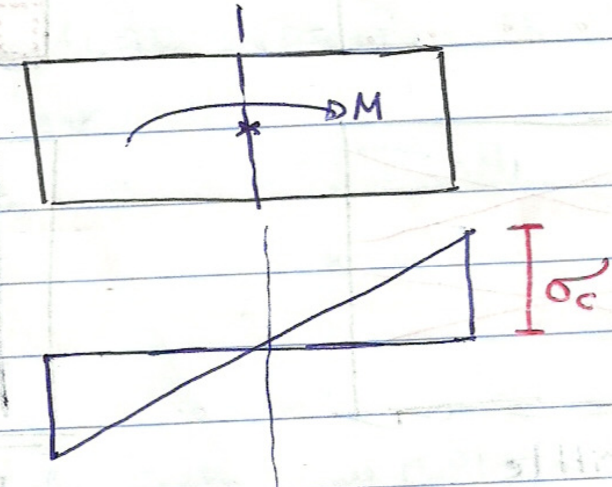
Conclusion / Boundary element are not required by code for low seismic risk area
(such as in Gaza strip)

But / using boundary element is consider good practice even for Low risk area

ملاحظة/ لو صممت ال (S.W) ولقيت إني راح أحتاج فقط
حديد min فإني سأخطئ باستخدام ال boundary element
لأنني لو استخدمتها فإنني سوف أضع جزء من الحديد الموجود بالمنتصف
الذي هو بالأصل min وهذا خطأ لأن المنتصف راح يتم بدون min

الاستنتاج/ أنا استخدم ال boundary لما تكون نسبة الحديد
أعلى من ال min ، نوزع ال min على كامل المقطع وبعد
ذلك أضع الزيادة عن ال min عند ال Boundary

* Condition & requirement for boundary element



elastic stresses : $\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot y}{I}$

محمد مجدي السوسي 0599-980937

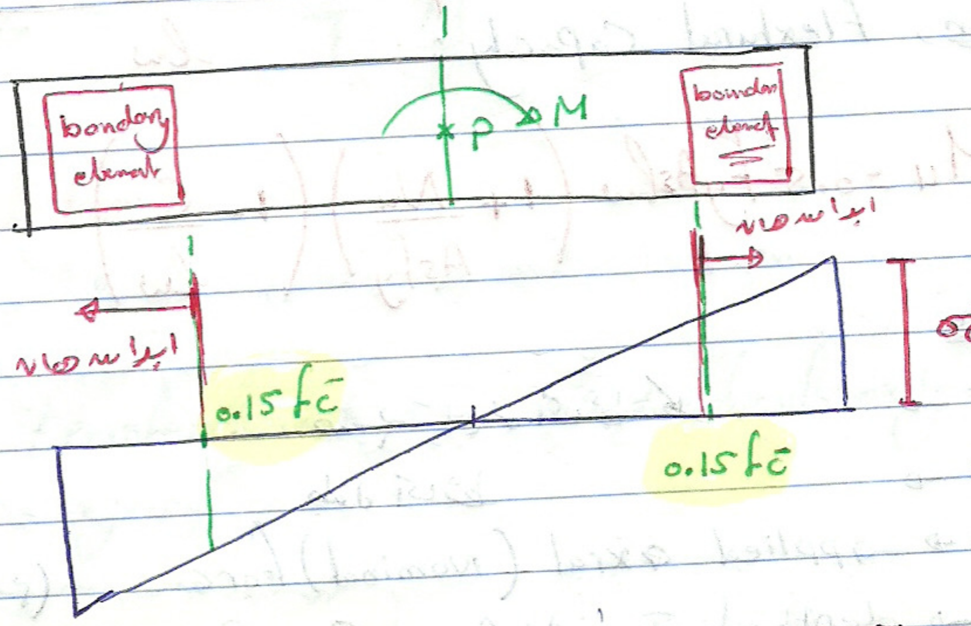
∴ Condition & requirement for boundary element

Boundary element are needed if :-

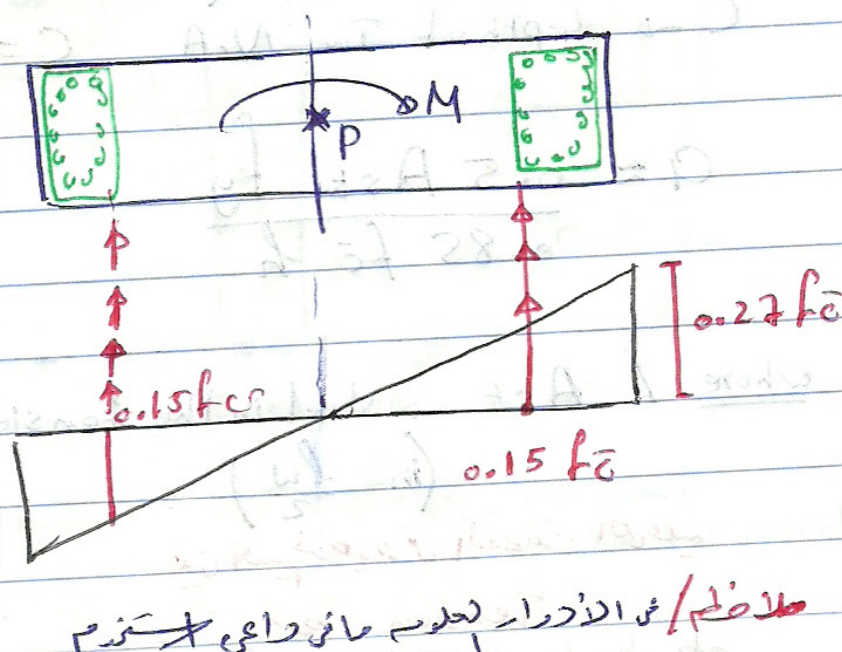
σ_c @ edge $> 0.2 f_c'$

In, This Case boundary element are provided starting from:-

$\sigma_c = 0.15 f_c'$



Example



ملاحظة ع الأساور

stirrup are required by The Column

ملاحظة / في الأدوار العلوية ما في داعي لاستخدام boundary element

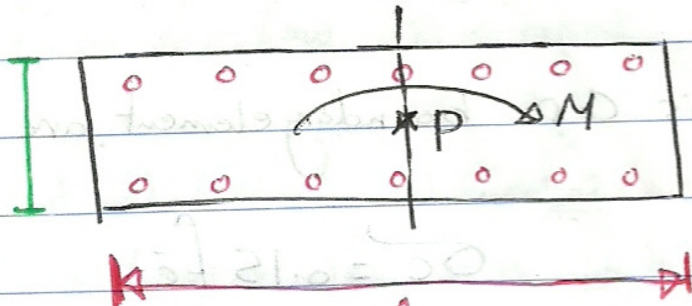
0599-980937 محمد كبري السوسي

① flextural Design:- (flextural Design)

⇒ Simple imperical method:-

ⓐ uniformaly Distribution bar:- بيصير تكثيف عند الأطراف

سمك الحائط h



Then, flextural Capacity:

$$M_u = 0.5 f_y A_s l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{C}{l_w}\right)$$

where

A_s → حديد التسليح في الحائط كله

l_w → طول الحائط

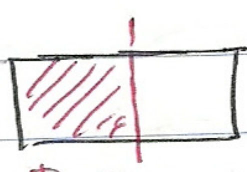
N_u → applied axial (Nominal) force (تعتبر تستخدم للتصميم)

C → depth of The N.A $C = \frac{a}{\beta_1}$

$$a \approx \frac{0.5 A_{st} f_y}{0.85 f'_c h}$$

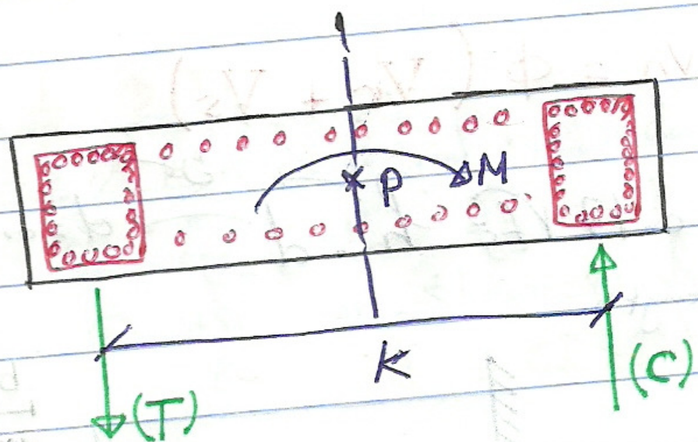
where / A_{st} → steel in the tension side of The wall (in $\frac{l_w}{2}$)

يعني الحديد الموجود في النصف اللي عليه



Tension ...

⑥ for Concentrated steel reinforcement:-



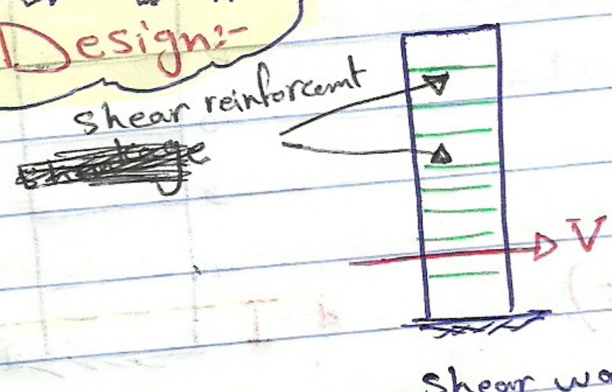
$$T = \frac{M}{K}$$

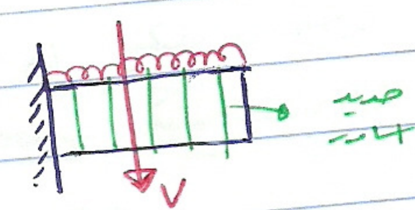
$$T = \phi A_s f_y$$

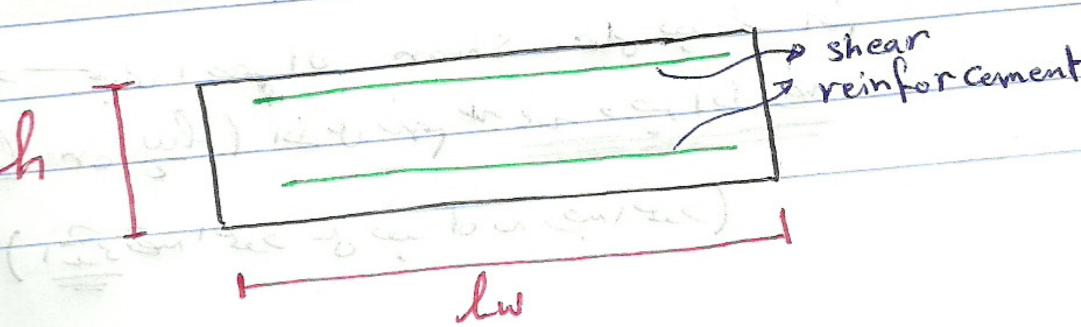
↳ 0.9 → because under tension

Remark / reinforcement in The middle (uniformally distribution) may be ignored

② Shear Design:-







محمد مجدي السوسي

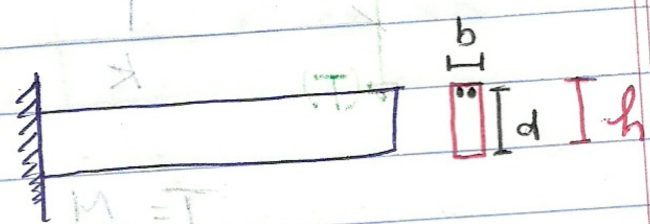
0599-980937

Shear Design :-

$$V_u = \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

where $V_c = 0.17 \sqrt{f'_c}\ h \cdot d$ → $d = 0.8\ l_w$ (أسمك)

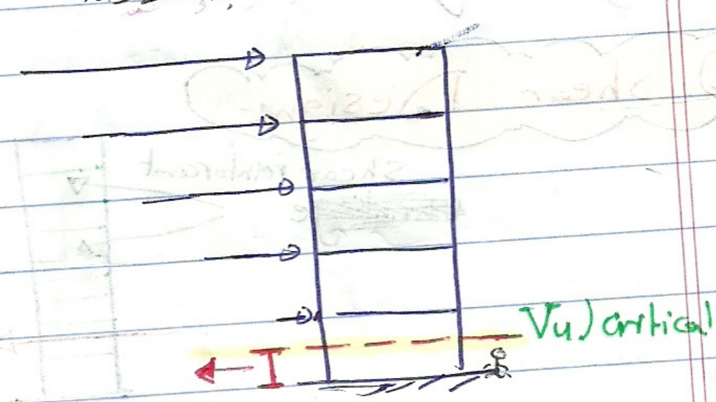
Concrete shear strength



where $d = 0.8\ l_w$

Remark / Critical section for shear may be taken @ $\frac{l_w}{2}$ or $\frac{l_c}{2}$ (The least)

l_c → ارتفاع اي طابق من وجه الأرض



الأقل بين ($\frac{l_w}{2}$ or $\frac{l_c}{2}$)

يعني الكود سجلي احسب ال shear على بعد مسافة ($\frac{l_w}{2}$ or $\frac{l_c}{2}$) which is less الأقل بينهم من عند وجه الأرض

(اتذكر قص العمود على بعد d من وجه العمود)

محمد مجدي سوسي
0599-980937
Eng-M.M.sousi@hotmail

⇒ Shear Cases :-

① If $V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c$

⇒ used ① Min horizontal reinforcement for wall ACI (14)

$\rho \begin{cases} 0.002 \leq 16 \\ 0.0025 > 16 \end{cases}$ ⇍ [illegible]

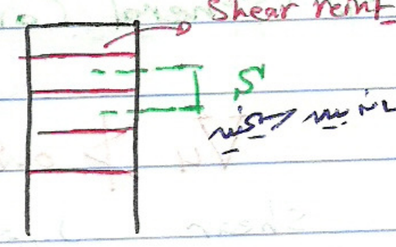
or ② use min shear reinforcement for wall ACI (11)

② If $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$

⇒ use → min shear reinforcement for wall ACI (11)

③ If $V_u > \phi V_c$

⇒ Design for V_s



$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \rightarrow ⊛$$

spacing ← S

انتبه /

⇒ $A_v = 2 \times$ [illegible] لو استخدمت شبكتين

$A_v = 1 \times$ [illegible] لو استخدمت شبكة

Min. shear reinforcement for ① or ② or ③

ليس بالضرورة ⇐ may not be satisfied

Ⓐ min horizontal reinforcement (Transverse)

$$\rho_{t(gross)min} \nless 0.0025$$

⇒ min. vertical reinforcement :-

ρ_v (gross) min (vertical)

- $\not< 0.0025 + 0.5\left(\frac{2.5\,h}{l_w}\right)(\rho_t - 0.0025)$
- $\not>$ horizontal reinf. → معادلة (*) في الصفحة السابقة
- $\not< 0.0025$

⇒ Max spacing between bar

$$S \not> \left(\frac{l_w}{5} \text{ or } 3h \text{ or } 450\text{mm}\right)$$

يعني راح تاخذ الأقل فيهم

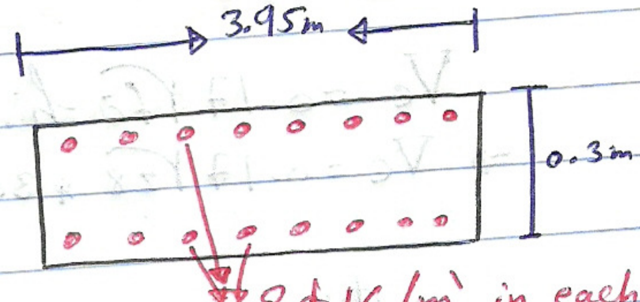
⇒ General Condition

$$V_u \not> 0.83\sqrt{f_c'}\, h\, d$$

هذا الشرط المفروض أتأكد منه عند بداية تصميم لـ shear قبل ما أطلع V_u

محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M.Sousi@hotmail.com

Example :- Design The shown shear wall ...



$8\phi16/m'$ in each face لكل وجه

$V_u = 515.5\ kN$

$M_u = 17000\ kN$

$N_u = 3910\ kN$

$f_c' = 28\ MPa$

$f_y = 414\ MPa$

(وجهين ↓ , الطول ↑)

$$No.\ of\ bar = 8 * 2 * 3.95 = 64\ bar$$

Solution

(نصف عدد الأسياخ في كل المقطع ↑ , مساحة السيخ الواحد ↑ , الإرتفاع)

$$a = \frac{0.5 * (32 * 201) * 414}{0.85 * 28 * 300} = 186.5\ mm$$

$$\Rightarrow C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{186.5}{0.85} = 219.4\ mm$$

$$M_u = 0.5\ A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

$$\Rightarrow M_u = \left[0.5 * (64 * 201) * 414 * 3950 \left(1 + \frac{3910(10)^3}{(64 * 201) * 414}\right)\left(1 - \frac{219.4}{3950}\right)\right] * 10^{-6}$$

$$\Rightarrow M_u = 17,233\ kN.m > M_u)_{applied}\ (17000)$$

$\Rightarrow$ ok.

محمد مجدي ابسوس
0599-980937

Design of shear

$$V_c = 0.17\sqrt{f_c'}\, h \cdot d$$

$$\Rightarrow V_c = 0.17\sqrt{28} * 300 * 0.8 * 3950\,(10)^{-3} = 852.8\ kN$$

$$\Rightarrow \phi V_c = 0.75 * 852.8 = 639.6\ kN$$

$$\Rightarrow \tfrac{1}{2}\phi V_c < V_u < \phi V_c$$

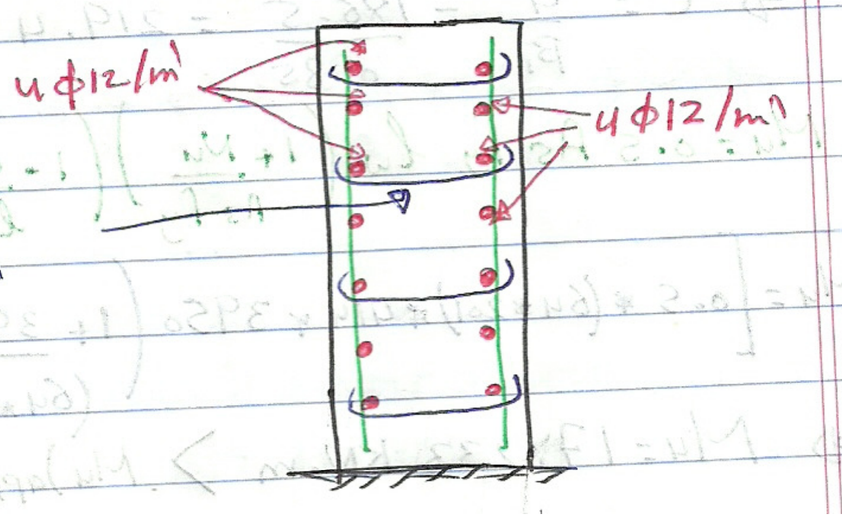
⇒ use min reinforcement for shear (ACI ch. 11)

⇒ Min horizontal reinforcement :-

$$A_v = 0.0025 * 1000 * 300 = 750\ mm^2$$

min shear كـ
وليس min shrinkage
ACI Ch. 11

⇒ use $4\,\phi 12/m'$ /face



anchor
اربط تقاطع واترك تقاطع كما هو موضح بالرسم

محمد مجدي موسى
0599-980937

⇒ Min vertical reinforcement:-

$$\rho_v \begin{cases} \not< 0.0025 \\ \not< 0.0025 + \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\rho_h - 0.0025\right) \rightarrow 0 \\ \not> \rho_h = (0.0025) \end{cases}$$

⇒ $\rho_{v)min}$ ⇒ as horizontal

Compar with flextural reinforcement 8 ϕ16/m'/face (الموجود عندي بالأصل)

⇒ No, need for further vertical reinforcement

because 8 ϕ16/m' > 4 ϕ12/m' ⇒ ok.

⇒ Check S_{max}

$$S_{max} \begin{cases} = \frac{3950}{5} = 710\,mm \\ = 3 * 300 = 900\,mm \\ = 450\,mm \end{cases}$$ which is less ⇒ (450 mm)

⇒ 450 > 250 mm (horizontal) الموجود ; 125 mm (vertical) الموجود

⇒ General Condition

⇒ by inspection

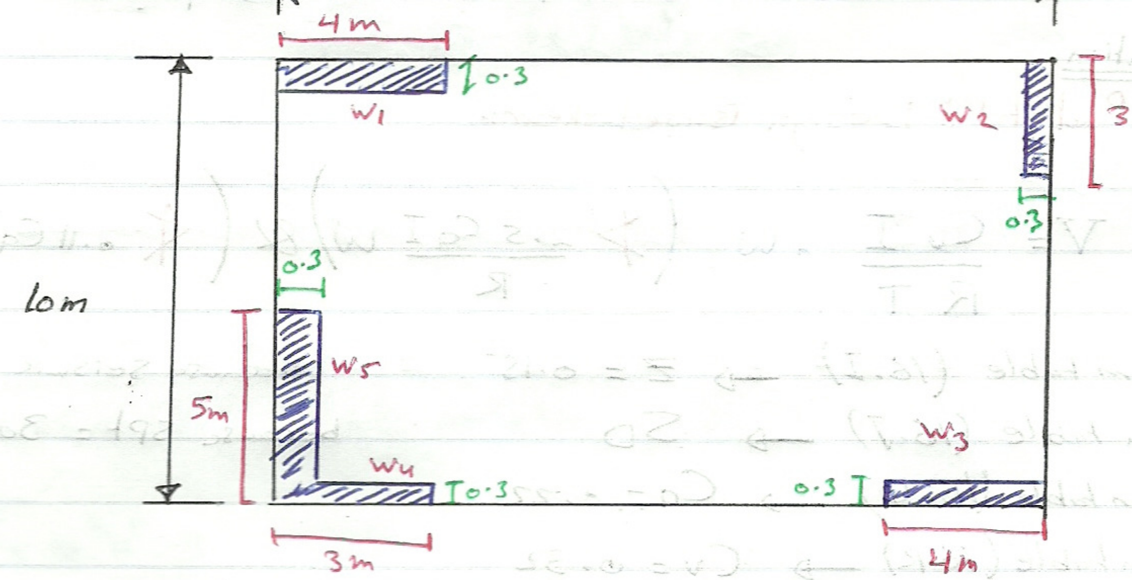
$0.83\sqrt{f_c'} * h * d = 0.83 * \sqrt{250} * 300 * 3950 * 0.8$

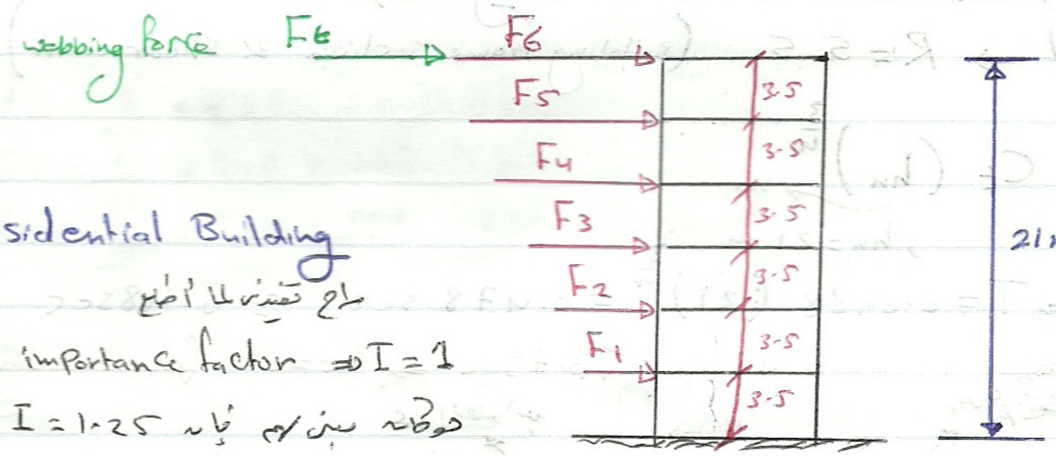
$0.83\sqrt{250} * 300 * 3950 * 0.8 > V_u)$ applied

⇒ ok

$\phi V_c > V_u$ لاحظ إنه ما بنحتاج Vs

Example





Residential Building

راح تعتبر لا أطلع

importance factor $\Rightarrow I = 1$

$I = 1.25$ حوطه مبنى لهم ثابت

Given / load = 20 kN/m² (live) & 10 kN/m² (Dead) on ea

seismic zone (2A)

soil → sand with SPT = 30 ضرب

Building frame structure → يعني نظام س راح نقاوم ⇐

الأحمال كا بنيم هو shear force وراح يقاومه بنسبة 100 %

Req / find shear force & Bending moment act on each w

at The ground level

م. محمد مجدي السوسي

0599-980937

Eng-M.M.Sousi@hotmail.com

0599.980937 محمد مجدي السوسي

Solution

① Find total Design Based shear

$$V = \frac{C_v I}{R T} \cdot W \quad \left(\ngtr \frac{2.5\, C_a I}{R} W \right) \& \left(\nless 0.11\, C_a I W \right)$$

① from table (16.I) → $Z = 0.15$ because Seismic zone (2A)

② from table (16.J) → S_D because SPT = 30 (15 to 50)

③ from table (16.Q) → $C_a = 0.22$

④ from table (16.R) → $C_v = 0.32$

⑤ from table (16.K) → $I = 1$ (occupancy (4))

⑥ from table (16.N) → $R = 5.5$ (Building frame section & shear wall)

sec ← $T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}}$ → m

$C_t = 0.0488$, $h_n = 21$ m

$\Rightarrow T = 0.0488 (21)^{\frac{3}{4}} = 0.478$ sec ≈ 0.48 sec

0.48 sec < 0.7 sec ⇒ $F_t = 0$ (No webbing force)

Partition // أحمال القواطع — عدد الطوابق

الوزن الزلزالي $W = (10+2) * (10*13) * 6 = 9360$ kN

Dead — مساحة الطابق — طوابق المبنى [redacted]

* نلاحظ كلما زادت ال W زادت الخطورة على المبنى

more safe — يعني أنا لو زودت ال Dead بكون في

(F) في شو بتزداد القوى الزلزالية المطبقة على المبنى

$$V = \frac{0.32 * 1}{5.5 * 0.48} * 9360 = 1134.5 \text{ kN}$$

$$\ngtr \frac{2.5 * 0.22 * 1 * 9360}{5.5} = 936 < 1134.5 \text{ kN} \Rightarrow \text{take } \boxed{936}$$

$$\nless 0.11 * 0.22 * 1 * 9360 = 226.5 \text{ kN} < 936 \text{ kN (ok)}$$

$$\Rightarrow \boxed{V = 936 \text{ kN}}$$

نلاحظ إنو القوة V
راح تساوي $\frac{1}{10}$ وزن المبنى

القوة عالطابق → وزن الطابق → ارتفاع الطابق عن وجه الأرض

② V Distribution

$$F_x = \frac{(V - F_t)\, w_x\, h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i\, h_i}$$

$\therefore T = 0.48 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \Rightarrow$ no webbing force $\Rightarrow F_t = 0$

$$\Rightarrow F_x = \frac{V\, w_x * h * i}{(w \cdot h) + (w \cdot 2h) + (w \cdot 3h) + (w \cdot 4h) + (w \cdot 5h) + (w \cdot 6h)}$$

$$\Rightarrow F_x = \frac{V \cdot i \cdot w \cdot h}{21h * w} \Rightarrow F_x = \frac{i}{21} V$$

$\Rightarrow F_6 = \frac{6}{21} * 936 = 267.4 \text{ kN}$

$\Rightarrow F_5 = \frac{5}{21} * 936 = 222.9 \text{ kN}$

$\Rightarrow F_4 = \frac{4}{21} * 936 = 178.3 \text{ kN}$

$\Rightarrow F_3 = 133.7 \text{ kN}$

$\Rightarrow F_2 = 89.1 \text{ kN}$

$\Rightarrow F_1 = 44.6 \text{ kN}$

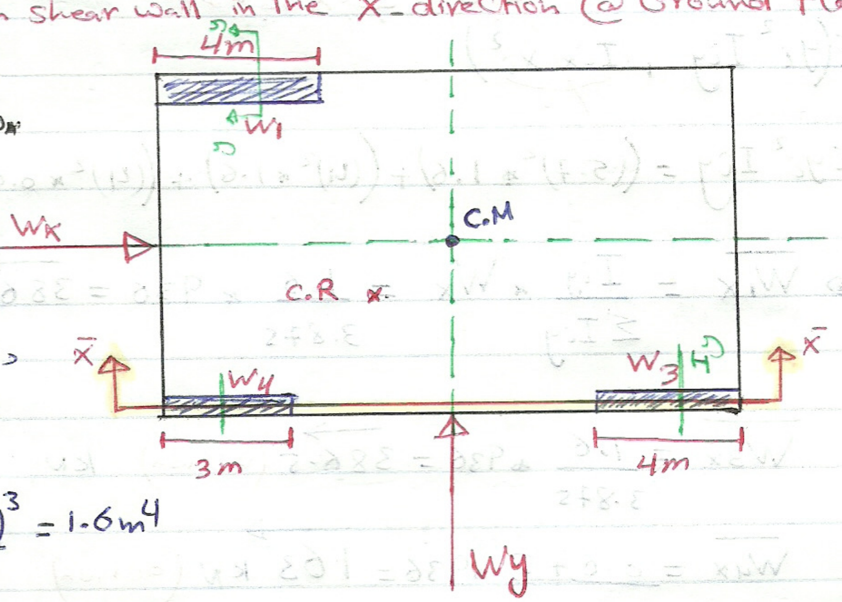
check

$\Sigma F = 936.6 \approx V$

$\Rightarrow$ ok

③ interaction between shear wall in The X-direction @ Ground floor

ملاحظ إنه المبنى منتظم تماما
ال C.M في المنتصف
وبالتالي تماما Wy & Wx
راح تمر من C.M في المنتصف
دائما Wx & Wy
بأثروا في ال C.M



$$I_y)_1 = I_y)_3 = \frac{0.3(4)^3}{12} = 1.6 \text{ m}^4$$

$$I_y)_4 = \frac{0.3(3)^3}{12} = 0.675 \text{ m}^4$$

0599-980937 محمد مجدي السرحي

from The figure $\Sigma M(\text{inertia}) @ \bar{x}-\bar{x}$

$$\bar{y} = \frac{\Sigma I d}{\Sigma I} = \frac{1.6(9.7) + 0 + 0}{(2 * 1.6 + 0.675)} = \boxed{4m = \bar{y}}$$

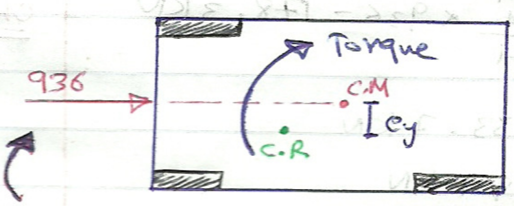
$\Rightarrow e = 5 - 0.15 - 4 = 0.85$

($\frac{10}{2}$)

Assume flexible Diaphram

$\Rightarrow$ additional torsion $= 0.0$

* ملاحظة لو كان not flexible or (rigid) لازم أضيف لـ e مقدار 5% من طول الضلع اللي في اتجاه e



$T = e_y * W_x$

$T = 0.85 * 936 = 795.6$ kN.m

ملاحظة لازم مجموع القوى ع الحائط اللي عرض

لو كان الحائط بتاعت زي الي تحت F6 + F5 + F4 + F3 فقط

لانو باتجاه x بس

$\Sigma(y_i^2 I_{iy} + I_{ix} x_i^2)$ (→ 0)

$\Rightarrow \Sigma y_i^2 I_{iy} = ((5.7)^2 * 1.6) + ((4)^2 * 1.6) + ((4)^2 * 0.675) = 88.386 m^6$

$\Rightarrow \overline{W_{1x}} = \frac{I_{iy}}{\Sigma I_{iy}} * W_x = \frac{1.6}{3.875} * 936 = \overrightarrow{386.5}$ kN (action)

$\overline{W_{3x}} = \frac{1.6}{3.875} * 936 = \overrightarrow{386.5}$ (action) kN

$\overline{W_{4x}} = \frac{0.675}{3.875} * 936 = \overrightarrow{163}$ kN (action)

Check $\Sigma \overline{W_{1x}} + \overline{W_{3x}} + \overline{W_{4x}} = 936$ kN $\Rightarrow$ ok

محمد مجدي السوسي
0599-980937
Eng-M.M.Sousi@hot_

$$\overline{\overline{W}}_{1x} = \frac{y_i I_{iy}}{\sum y_i^2 I_{iy}} \cdot e_y W_x$$

T

$\Rightarrow \overline{\overline{W}}_{1x} = \frac{5.7 * 1.6}{88.386} * 795.6 = 82.1$ kN (+ve) →

$\Rightarrow \overline{\overline{W}}_{3x} = \frac{4 * 1.6}{88.384} * 795.6 = 57.6$ kN (-ve) ←

$\Rightarrow \overline{\overline{W}}_{4x} = \frac{4 * 0.675}{88.384} * 795.6 = 24.3$ kN (-ve) ←

Check $\sum \overline{\overline{W}}_x = 0.0$

$\Rightarrow W_{1x} = \overline{W}_{1x} + \overline{\overline{W}}_{1x} = 386.5 + 82.1 = 468.6$ kN →

$\Rightarrow W_{3x} = \overline{W}_{3x} + \overline{\overline{W}}_{3x} = 386.5 + (-57.6) = 328.9$ kN

$\Rightarrow W_{4x} = \overline{W}_{4} + \overline{\overline{W}}_{4x} = 163 + (-24.3) = 138.7$ kN

Check: $\sum W_{ix} = 936$ (ok)

Total Moment @ Ground floor

$M_T = 267.4(6 * 3.5) + 222.9 * (5 * 3.5) + 178.3 * (4 * 3.5) + 133.7 * (3 * 3.5) + 89.1 * (2 * 3.5) + (44.6 * 3.5) = 14196$ kN.m

$\Rightarrow M_y)_1 = \frac{14196 * 468.6}{936} = 7107$ kN.m

$\Rightarrow M_y)_3 = \frac{14196 * 328.9}{936} = 4988$ kN.m

$\Rightarrow M_y)_3 = \frac{14196 * 138.7}{936} = 2103$ kN.m

Check $\sum M_y = 14196$ (ok)

Topic No. 3: SEISMIC DESIGN

6.1 Earthquakes and Seismic Forces

6.1.1 Definitions

Fault Lines: Form when lard layers of earth crust ***tectonic plates*** (or rock masses) fracture.

Before Earthquake: Interacting frictional forces prevent movements of adjoining plates.

At Earthquake: Adjoining plates impact on each another generating seismic forces.

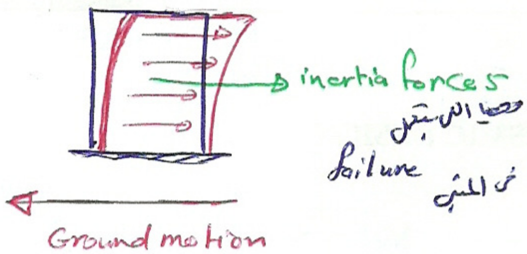
Ground Motions: Seismic waves cause large horizontal and vertical ground motions.

Inertia Forces: Ground motions translate into inertia forces in structures.

6.1.2 Mechanism of Earthquake

Earth crust consists of several layers of ***hard tectonic plates*** that ***float*** on the ***softer underpinning fluid medium***. ***Movements*** of adjoining plates along fault lines are ***prevented*** by interacting ***frictional*** forces. When ***ultimate frictional resistance*** is ***reached***, two tectonic plates of mass rock can ***impact on one another*** producing sudden movement in the earth crest causing earthquakes.

Movement along the fault lines, e.g. ***Dead Sea Fault*** release energy that is transmitted in form of waves causing large ***horizontal*** and ***vertical ground motions*** away from the ***epicenter***. The ground motions translate into inertia forces in structures as shown in ***Fig. 6.1***.



* عندما تنتقل القوة الأفقية من الأرض إلى المبنى
تكون القوة تسمى Base shear force

* غالبًا ال horizontal أكبر من ال vertical

* أنا بصمم للأكبر من الرياح أو الزلازل

خطوات التصميم للزلازل/ ① بجيب ال force على كل المبنى

في حال استخدمت shearwall ② بوزع ال force على كل طابق

③ بوزع القوة اللي اجت على كل طابق بوزعها على ال shear wall

Intensity → القوة الزلزالية تقاس بـ acceleration إلى g/

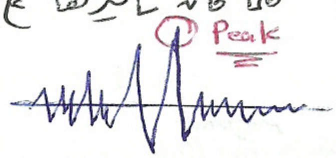
أي 0.1g ، 0.2g وهكذا ——

---

* تأثير الزلزال على المبنى يتوقف على 3 عوامل :-

① duration of Earth Quik → ~~[illegible]~~ وهي تعبر عن مدة الزلزال ، كلما زادت المدة كلما كان تأثيرها على المباني أسوأ

② Peak acceleration → أعلى معدل تذبذب للزلزال



③ frequence characteristic $= \frac{1}{\text{Period}} = \frac{1}{\text{duration}}$

Period ↔ Acceleration

ملاحظة/ الزلزال إله frequence معينة ولكل مبنى أيضًا frequence معينة

الـ resonance يكون عندما يتساوى الاثنين التردد للمبنى والزلزال (resonace)

ملاحظة هامة

Frequancy $= \frac{1}{\text{duration}}$

* كل ما زادت المدة يكون الزلزال مدمر أكثر
* كل ما قلت المدة يزداد التردد ويكون ويكون الزلزال مدمر أكثر
* يعني لو زلزال بعجلة عالية ضرب لمدة بسيطة جدًا (يعني سريعة) بيكون دمار كبير

* لو كان تردد الزلزال مساوي لتردد المبنى تحدث ظاهرة (الرنين) (resonace)
ويحدث دمار هائل بسبب زيادة التردد (magnifing)

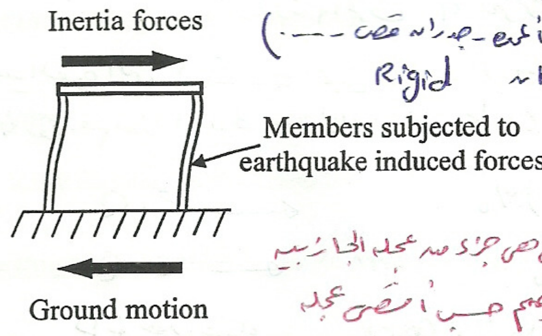


Fig. 6.1 Inertia forces on a structure.

For seismic design the intensity of earthquake is described as a fraction of gravitational acceleration, e.g. ***0.1g, 0.2g*** etc.

The ***factors*** that influence seismic design include the ***peak acceleration***, ***frequency characteristics*** and ***duration*** of an earthquake (the ***closer*** the ***frequency of the earthquake motions*** is to the ***natural frequency of a structure*** (***resonance*** may occur) and the ***longer the duration*** of the earthquake, the ***greater*** the potential of ***damage***).

The ***determination of the forces*** generated on a structure due to earthquakes is a ***complex task*** and can be understand as follows:

Acceleration "*a*": Ground underneath a structure moves rapidly back and forth importing acceleration "***a***" to the base of the structure.

Force in Rigid Structure: If the structure was rigid the force "***f***" generated in the structure can be calculated as: "***f* = *ma***" (where "***m***" is the mass of the structure).

Actual Force: The actual force depends on the matching of ***vibration period of the structure*** and the ***dominant periods of the earthquake***.